

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

33. JAHRGANG

APRIL 1958

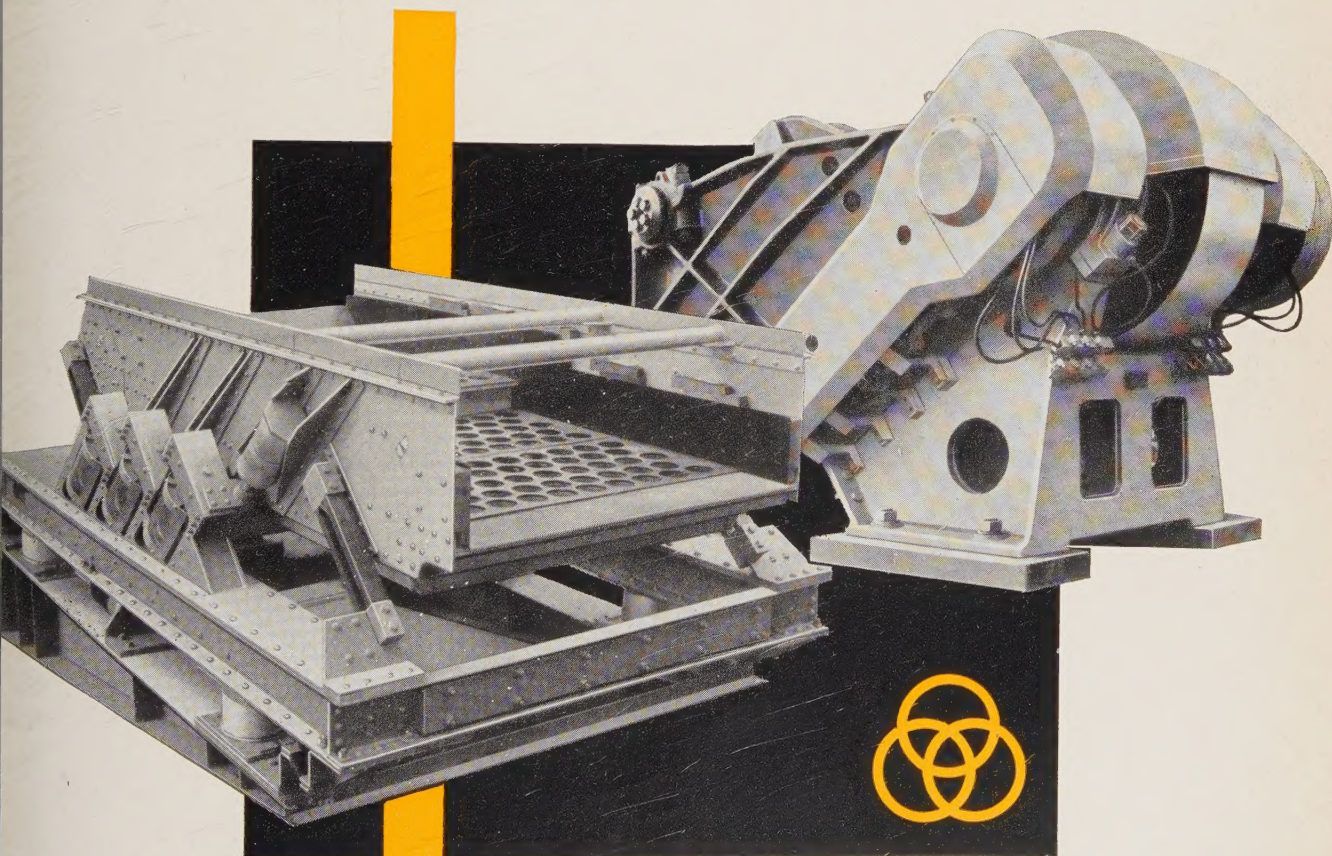
HEFT 4

WIR PLANEN UND BAUEN

Vollständige Zerkleinerungsanlagen jeder Art und jeden Umfanges
Maschinen und Einrichtungen für Zement-, Gips-, Kalk-, Schotter-
und Tonwerke

Neuartiger Backenbrecher mit gänzlich neuer Wirkungsweise und vollkommenem Überlastungsschutz

Resonanz-Freischwingsieb III GU mit neuartiger Siebschwingung, höchste Siebleistung auch bei horizontaler Lage

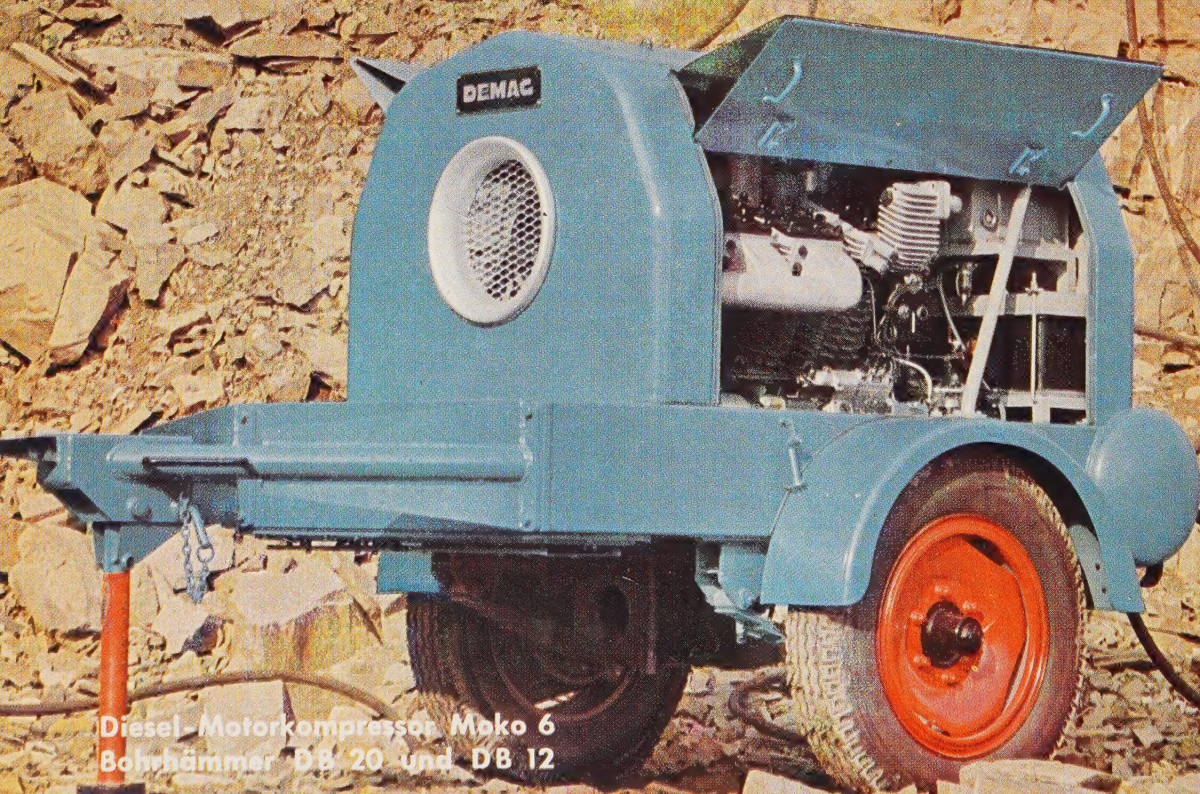


FRIED. KRUPP

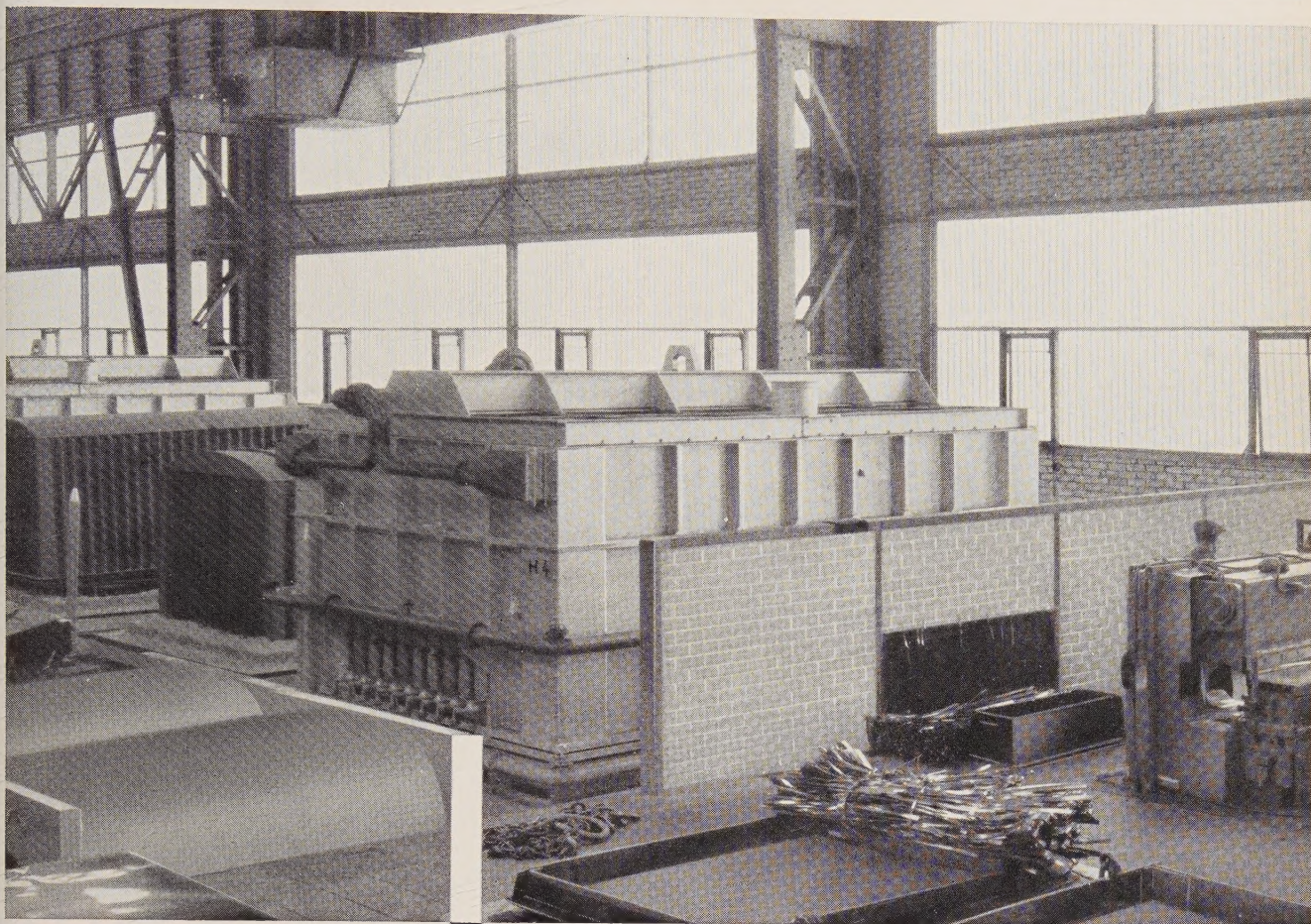
MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN

DEMAC

Druckluftherzeuger und
Hochleistungs-Bohrhämmer
für höchste Wirtschaftlichkeit
beim Gesteinsbohren



Diesel-Motorkompressor Mako 6
Bohrhämmer DB 20 und DB 12



**Pecolit
bedeutet
Qualität**

Stahl und Licht sind Bauelemente,
die das Gesicht des neuzeitlichen Industriebaues bestimmen. Wenn Sie wissen möchten, was es auf dem Gebiet der Pecolit-Lichtplatten Neues gibt, erbitten wir Ihren Besuch auf der

Deutschen Industrie-Messe Hannover

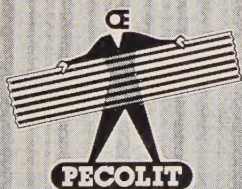
Haben Ihnen Abdichtungsfragen von Well-Lichtbändern in einer Eisenkonstruktion oder die Befestigung an turmartigen Gebäuden, die einseitig offen sind, schon einmal Kopfzerbrechen bereitet?

Oder die Frage, nach welchen Gesichtspunkten der Nichtfachmann die Qualität von Lichtplatten beurteilen soll?

Sie finden die Antwort in unserer

„Lichtplatten-Lehrschau“

auf unserem Stand Nr. 711 im Freigelände West an der Kreuzung Mainzer / Dortmunder Straße.



PECOLIT

LICHTPLATTEN

Ohler Eisenwerk Theob. Pfeiffer Ohle über Werdohl i. W.

EXPOMAT



1er SALON INTERNATIONAL DU MATERIEL DE TRAVAUX PUBLICS & DE BATIMENT
14—24 Mai 1958
LE BOURGET AEROPORT (PARIS FRANCE)



Sie rechnen richtig

wenn Sie mit HANOMAG-Erdbewegungsmaschinen arbeiten —, denn die schaffen mehr, als in Ihrer Rentabilitätsberechnung angenommen war. Lebendig im Einsatz, leistungsstark, zuverlässig und dabei äußerst genügsam in Unterhaltung und Wartung, so haben sie sich in mehr als 70 Ländern bewährt.

50 PS HANOMAG- Raupenschlepper

als Bulldozer · Angledozer · Schürfkübel-Zug-
raupe · Frontlader · Frontlader mit Seitenkippschaufel und Überkopflader

90 PS HANOMAG- Raupenschlepper

als Bulldozer · Angledozer · Schürfkübel-Zug-
raupe und Überkopflader

Dieselmotoren
von 7—140 PS

für alle Einbauzwecke



HANOMAG HANNOVER

Bitte, besuchen Sie uns auf der Deutschen Industrie-
Messe in Hannover im Freigelände, Stahlstraße 701
(Rheinstahlhaus) und in Halle 3, Stand Nr. 200/300



DEMAG BAGGER

beweisen:

15% höhere Arbeitsgeschwindigkeiten

50% mehr Reißkraft

Überragende Ergebnisse mit Drehmoment-Wandlern in europäischen Baggern

- Selbständige Einstellung des Drehmoments zum Grabwiderstand
- Stoßfreies und elastisches Arbeiten
- Stufenlos regulierbare Arbeitsgeschwindigkeiten
- Bei größter Belastung bis dreifache Steigerung des Drehmoments innerhalb der Motor-dauerleistung

Dadurch bis zu 50% mehr Reißkraft und bis zu 15% höhere Arbeitsgeschwindigkeiten

RESULTAT: Bisher unerreichte Förderleistungen und bei Kranbetrieb

- Kraftschlüssiges Senken
- Feinst-Senken und -Heben
- Kein Schaltvorgang

RESULTAT: Erhöhte Umschlagleistungen und bisher unerreichte Manövrierfähigkeit

DEMAG BAGGERFABRIK GMBH
Düsseldorf-Benrath

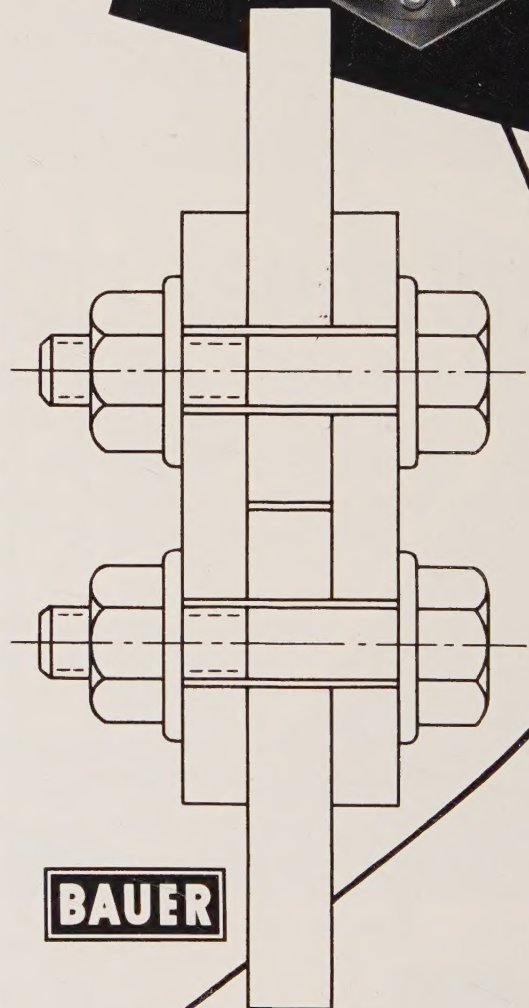


Leichter, sicherer, billiger

bauen Sie mit Bauer 10 K, HV Schrauben

nach DAST-Vorschrift Nov. 1956

STAHLSCHRAUBEN FÜR DEN STAHLBAU



BAUER

CARL BAUER

Schraubenfabrik seit 1842

WUPPERTAL-CRONENBERG



wägen

fördern

sieben

prüfen

auswuchten

Schränke voll Informationen!

Wünschen Sie nicht auch dann und wann eine Fundgrube technischer Lösungen griffbereit neben Schreibtisch oder Zeichenbrett? Wenigstens zur „Fern-Bedienung“ können wir Ihnen für die Arbeitsgebiete Wägen, Fördern, Sieben, Auswuchten und Prüfen eine solche Einrichtung – sogar zu Ihrer kostenlosen Benutzung – anbieten. Betrachten Sie bitte dieses Bild: In jedem Fach lagert der Tages-Vorrat eines der vielen Schenck-Prospekte. Jeder berichtet über ein anderes gelöstes Problem oder über ein anderes oft verwendetes Schenck-Erzeugnis. Schreiben Sie uns einfach **Ihr** Problem; wir versuchen dann, Sie möglichst gut zu informieren.

**Carl Schenck
Maschinenfabrik GmbH**



Darmstadt



1958

DEUTSCHE INDUSTRIE-MESSE HANNOVER

27. April - 6. Mai

HANNOVER - KONTAKTPLATZ IM WEST-OST-HANDEL!

Prospekte und Messeausweise durch die
zuständigen Industrie- und Handelskammern sowie Handwerkskammern

MURASIT-LP

Mischöl, wassereinsparend
luftporenbildend, plastifizierend

MURASIT-WE

Betonverflüssiger
festigkeitssteigernd

FLURESIT

Dichtungsmittel
schafft trockene Räume

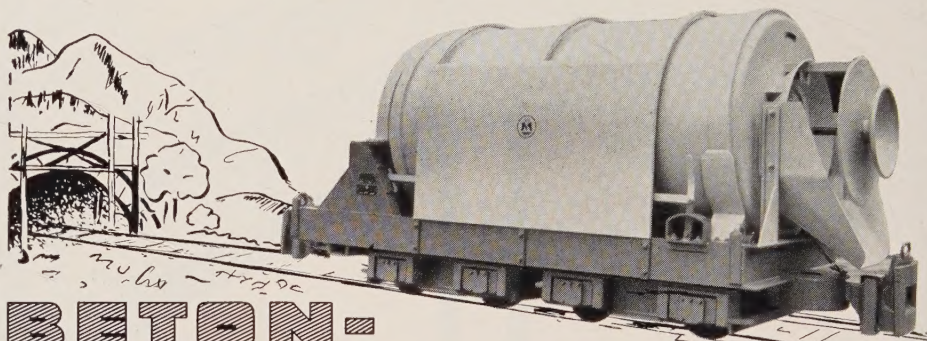
BETOSIT

Schutzanstrich für frischen Beton
gegen zu schnelles Verdunsten

ORTOLAN

hochkonzentriertes
Entschalungsmittel

ORGANAPLAST

gummielastischer Werkstoff
für fugenlose AbdichtungenOrgana-Bautenschutz, Bochum-Gerthe
Gebr. Mayer, chem. Fabrik, Eßlingen/N

BETON-



NACHMISCHER

3,25 m³ Inhalt

FÜR DEN STOLLENBAU

KARL-H. MÜHLHÄUSER

FELDBAHN- UND MASCHINENFABRIK MICHELSTADT/ODENWALD

POLENSKY & ZÖLLNER

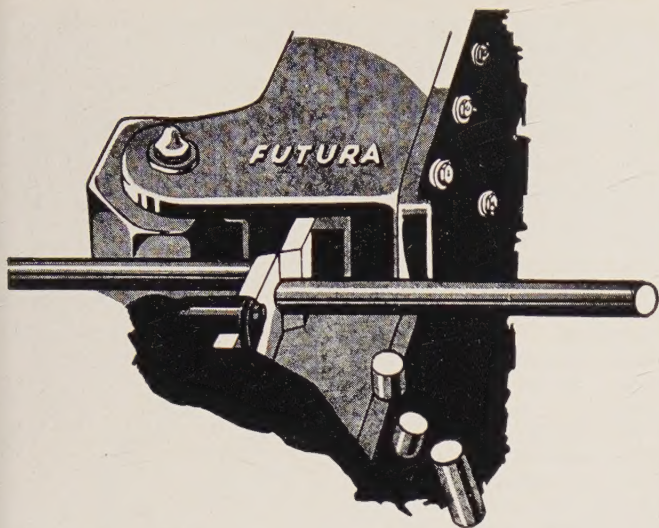
Hauptverwaltung FRANKFURT/Main, Niederlassungen an allen Hauptplätzen



Entwurf und Ausführung von

INGENIEURBAUTEN DES HOCH- UND TIEFBAUES
BETON- UND STAHLBETONBAU

SPANNBETON NACH EIGENEM VERFAHREN

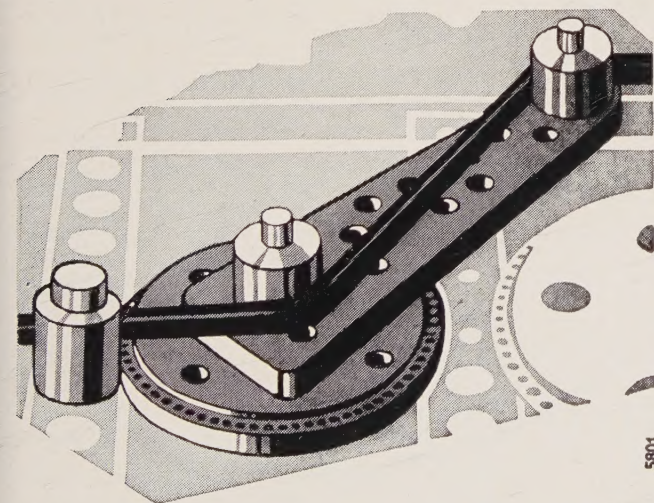


»FUTURA«

Betonstahl- Schneidemaschinen Biegemaschinen

TYPEN:	S 320	B 320
	S 400	B 400
	S 500	B 500
	S 550	B 550
	S 600	B 600
	S 700	B 700

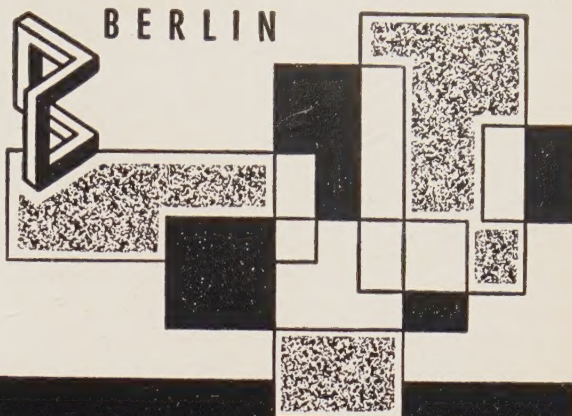
**Bügelbiegemaschinen · Spiralbiegemaschinen
Kleinbiegemaschinen · Sondervorrichtungen**



DOLBERG-GLASER & PFLAUM GMBH ESSEN

Niederlassungen in

BERLIN · BREMEN · DORTMUND · FRANKFURT
HAMBURG · HANNOVER · KÖLN · MANNHEIM
STUTTGART · MÜNCHEN mit Verkaufsbüro NÜRNBERG



„Im Hansa-Viertel gibt es nur Flachdächer oder leicht geneigte Pultdächer. Diese Entscheidung hat, das soll ausdrücklich gesagt werden, keinen prinzipiellen Charakter, sondern sie war durch die besonderen Voraussetzungen des Hansa-Viertels bedingt. Allerdings wurden auch von den beteiligten Architekten, obwohl ihnen hier keinerlei Bedingungen gestellt worden wären, in keinem Falle Satteldächer gewünscht. Das Satteldach kann städtebaulich bestimmend sein bei Zeilenbauten mittlerer oder geringerer Höhe. Eine möglichst parallele Anordnung der Baukörper ist dabei Voraussetzung. Es scheidet aber im allgemeinen aus beim Hochhaus, ebenso auch bei stärker bewegten Gebäude-Grundrissen; so vor allem auch bei der eingeschossigen Bebauung, in der eine enge Verbindung zwischen Wohn- und Gartenraum durch eine starke Bewegtheit der Grundrisse erreicht wird.“

So zu lesen im Katalog zur INTERBAU 1957. Eine unparteiische und objektive Äußerung!

Womit werden Flachdächer vorwiegend gedeckt? Mit Dachpappe! Dieser Baustoff hat sich in immer verbesserter Form seit über einem Jahrhundert bewährt. Kenner wissen, daß der etwas ominöse Name Dachpappe der großen Bedeutung einer Dachhaut keineswegs gerecht wird, die in der Lage ist, größte Gebäude jahrzehntelang vor Feuchtigkeit zu schützen.

Wer sicher gehen will, eine Dachpappe zu erhalten, an die solche hohen Ansprüche gestellt werden können, sollte darauf achten, daß sie das Gütezeichen trägt. Der Produzent, der es führt, bietet Gewähr für gleichmäßige, normenmäßige Beschaffenheit der Dachpappe; er wird durch seinen eigenen Willen zur Qualität und durch die laufende Überwachung durch eine amtliche Materialprüfungsanstalt angespornt, auch durch sein Erzeugnis den guten Ruf der guten Dachpappe aufrechtzuerhalten.

Technischen Rat in Fragen der Dachpappendeckung gibt das Sammelwerk „ABC der Dachpappe“

Fordern Sie seine kostenlose Zusendung an beim:

**VERBAND DER
DACHPAPPEN-INDUSTRIE E.V.**



Wiesbaden, Postfach 827

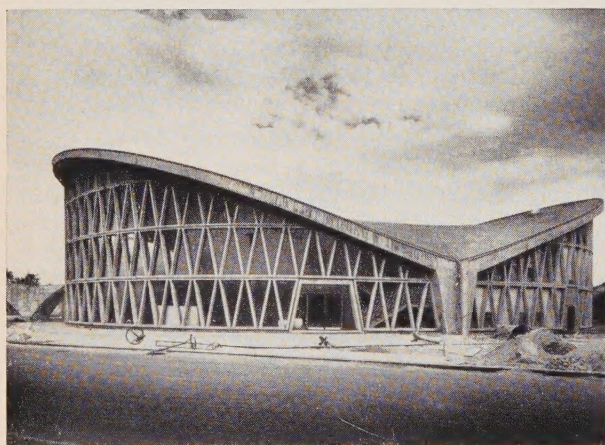
Maschinen für ASBESTZEMENTPLATTEN- u. ROHRERZEUGUNG

ALLE MASCHINEN ZUR NASS- ODER TROCKENAUFBEREITUNG VON ASBEST-ZEMENT / ASBESTSILOS / ZWEISIEB- UND DREISIEB-ZYLINDER-PLATTENMASCHINEN / PLATTENSTRASSEN FÜR EBENE UND GEWELLTE PLATTEN, KOMBINIERT, AUTOMATISCH ODER HALBAUTOMATISCH / ENTSTAPPELUNGSANLAGEN MIT REINIGUNGS- UND EINÖLMASCHINEN / ROHRWICKELMASCHINEN FÜR HOCH- UND NIEDERDRUCK-ROHRE BIS 5 m LÄNGE UND 1060 mm LI. W. / SPEZIAL-ROHRDREHMASCHINEN / SPEZIAL-MUFFENDREHMASCHINEN / ROHRTRENNSCHNEIDEMASCHINEN / ROHRPRÜFPRESSEN / MUFFENPRÜFPRESSEN / FORMIERKALANDER (FÜR MUFFENROHRE) / MANDRIL-AUSZIEHMASCHINEN / AUTO-KLAVEN FÜR ASBESTZEMENT-ABBINDUNG SOWIE DIVERSE AGGREGATE UND ZUBEHÖR.

J.M.VOITH**ÖSTERREICH**

SM 696

ST. PÖLTEN, POSTFACH 168 — TEL. 25 01 — FS. 01 2148 — DRAHTWORT VOITHWERK ST. PÖLTEN



**Das Feierabendhaus
der Knapsack Gießheim AG.**

Das räumlich gekrümmte, hängende Spannbeton-Rippen-dach gibt seine Hauptlasten über die Punkte A und B₁ / B₂ in die Gründung ab. Baujahr 1956.



Talsperren-, Hafen-,
Brücken-, Straßen-,
Ingenieurhoch- und Tief-
bauwerke im In- und
Ausland.

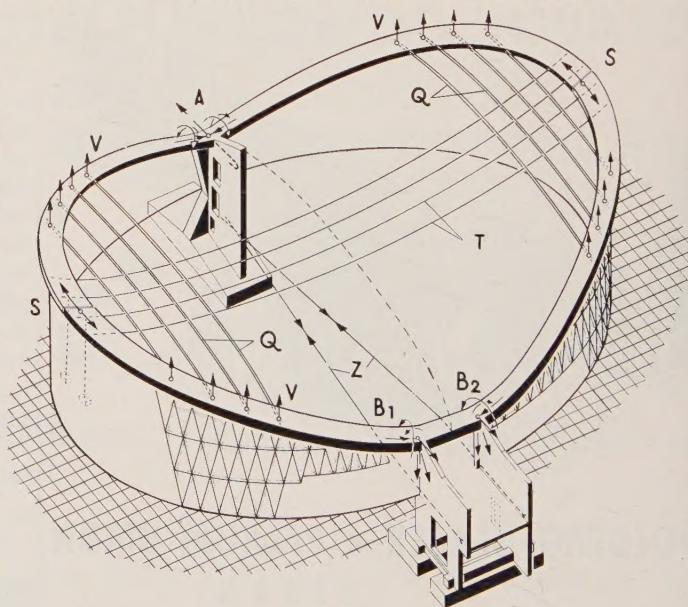
B. U. M. A-G

Sitz: Düsseldorf, Goethestraße 36 a; Ruf: 6 60 41

Niederlassungen: Augsburg, Berlin-Friedenau, Braunschweig, Bremen, Dortmund, Düsseldorf, Essen, Frankfurt/M., Hamburg, Hannover, Kassel, Kiel, Köln, Mannheim, München, Nürnberg, Osnabrück, Stuttgart.

Beton- und Vorspannwerke: Diekholzen (Hildesheim), Equord (Peine), Langelsheim (Harz), St. Peter (Neuß).

Bauwerke aller Zwecke für Behörden, Industrie, Wirtschaft und Private.



BETON- UND MONIERBAU A-G

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT
PRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

JAHRGANG APRIL 1958 HEFT 4

Zur Technischen Messe Hannover

Inhaltsübersicht

	Seite
DK 725.4 : 662.7.074 : 628.3 : 628.543 <i>Bauassessor Dr.-Ing. G. Müller-Neuhaus, Essen:</i> Neue Entphenolungsanlagen im Ruhrkohlenbezirk. Mit 12 Abbildungen	121
DK 624.68 : 625.745.12 (481) <i>G. Haas, Chr. Ostfeld, Kopenhagen und E. Strömme, Oslo:</i> Die Stahlkonstruktion der Fredrikstad-Brücke über den Glomma in Norwegen. Mit 26 Abbildungen	127
DK 621.791.57 : 693.554 <i>Dipl.-Ing. W. Arnds und Dr.-Ing. J. Bonzel, Aachen:</i> Die autogene Preßschweißung, ein neues Schweiß- verfahren für Betonstahl. Mit 5 Abbildungen	138
DK 621.867.2 : 69.002.5 <i>Dipl.-Ing. E. Rathsmann, München:</i> Sonder-Bandförderer im Baubetrieb. Mit 20 Abbildungen	144
DK 624.156.043 <i>Dr.-Ing. F. Zimirski, Hamburg:</i> Vereinfachte Berechnung ebener Pfahlroste. Mit 8 Abbildungen	149
DK 626.81/.85 (593) <i>Dipl.-Ing. D. Brenske, Bombay:</i> Bewässerungsprojekt in Thailand. Mit 7 Abbildungen	153

Kurze Technische Berichte

DK 627.8 : 621.311.21 (45) Stollen- und andere Bauten am Kraftwerkssystem Piave-Boite-Maè-Vajont. Mit 8 Abbildungen	156
DK 624.136.034.3/.5 : 624.132.69 : 69.057.7/.8 : 621.867.2 (73) Förderbänder transportieren einen Berg in einen See. Mit 2 Abbildungen	162
DK 624.131.53 : 624.137.4 : 624.152.634 Vergleich von Berechnungsverfahren für verankerte Spundwände. Mit 4 Abbildungen	163
Buchbesprechungen und Neuerscheinungen	167
Verschiedenes Dr.-Ing. Joosten 80 Jahre. S. 168. — XI. Internatio- naler Straßenkongreß in Rio de Janeiro September 1959. S. 168. — Fachnormenausschuß Bauwesen DNA. S. 168. — Dritter Internationaler Spannbeton-Kongreß 1958. S. 168.	

N HANNOVER: HALLE 9, STAND 800

Ohler Eisenwerke, Ohle/Westf.	
Opel, Adam, AG., Rüsselsheim/Main	
Orenstein-Koppel und Lübecker Maschinenbau AG., Dortmund	
Organa-Bautenschutz GmbH, Bochum-Gerthe	
Pfister-Waagen, Augsburg	
Phoenix-Rheinrohr AG., Düsseldorf	IV. Umschlagsei
Pohlig, J., AG., Köln-Zollstock	
Polensky & Zöllner, Frankfurt a. M.	
Schenck, Carl, Maschinenfabrik GmbH, Darmstadt	
Schwank Gasgeräte GmbH, Köln-Niehl	
Schüchtermann & Kremer-Baum AG., Dortmund	III. Umschlagsei
Stahl- und Walzwerke Rasselstein/Andernach AG., Neuwied-Rhein	III. Umschlagsei
Torkret G.m.b.H., Essen	
Trasswerke Meurin Betriebsgesellschaft mbH., Andernach/Rhein	III. Umschlagsei
Verband der Dachpappen-Industrie e. V., Wiesbaden ..	
Vereinigte Aluminium-Werke AG., Bonn	
Voith, J. M., St. Pölten/Österreich	
Wacker, Gebr., München	
Wunnersche Bitumenwerke GmbH, Unna	

Beilagenhinweis:

Diesem Heft liegt je ein Prospekt der Firmen Correct
Werke GmbH., Bad Wildungen, und Gleitschnellbau GmbH
Düsseldorf, bei.

Neue Entphenolungsanlagen im Ruhrkohlenbezirk

Von Bauassessor Dr.-Ing. G. Müller-Neuhaus, Essen

DK 725.4 : 662.7.074 : 628.3 : 628.543

Allgemeines

Bei der Verkokung von Kohle und der nachfolgenden Kühlung des Rohgases fallen je nach der Feuchte der eingesetzten Kohle, der Garungszeit und der Gasungstemperatur, als Gaskondensat oder Gaswasser bezeichnet, Abwässer an, welche u. a. eine Reihe von gelösten Stoffen enthalten, von denen besonders die Phenole einen sehr schädlichen Einfluß auf die Gewässer haben. Im Durchschnitt beträgt die Menge dieses Kondensates etwa 15 % der eingesetzten nassen Kohle, welche je m³ Kondensatabwasser etwa 2—4 kg Phenole enthalten. Das bedeutet beispielsweise, daß von einer mittleren Kokerei mit einem Kokskohlendurchsatz von rd. 3000 t/Tag der Vorflut täglich 450 m³ Gaswasser mit einem Phenolgehalt von 900 bis 1800 kg zugeführt werden.

Die Phenole, hauptsächlich Karbolsäure und Kresol, sind sehr giftig und bei ihrer weiteren Umsetzung im Gewässer stark sauerstoffzehrend. Sie beeinflussen deshalb in erster Linie die Fischerei, den Sauerstoffhaushalt und die Wassergüte eines Flusses. Bei Konzentrationen von 3—5 mg/l wirken sie auf Fische und Fischnährtiere tödlich und bei geringeren Konzentrationen nehmen die Fische einen jodoformartigen Geschmack an und werden ungenießbar. Besonders unangenehm wirken sich Phenole aus, wenn Flußwasser direkt oder indirekt durch Uferfiltration durch Wasserwerke entnommen und zu Trinkwasser aufbereitet wird. Bei der aus hygienischen Gründen notwendigen Entkeimung des Wassers mit Chlor entstehen bei Anwesenheit von Phenol Chlorphenolverbindungen, welche dem Wasser noch bei Konzentrationen von unter 0,1 mg Phenol/l einen üblen Geschmack und einen unangenehmen Geruch geben.

Wegen der großen Schädlichkeit des Gaswassers sind schon vor Jahrzehnten Untersuchungen angestellt und Verfahren entwickelt worden, welche die Entphenolung der Kokereiabwässer zum Ziele hatten. Nach dem heutigen Stande der Technik unterscheidet man grundsätzlich Verfahren zur Gewinnung der Phenolverbindungen — wozu beispielsweise das Koppers-Verfahren, das Phenosolvan-Verfahren und das Benzol-Natrium-Phenolat-Verfahren zu zählen ist — sowie Verfahren zur Vernichtung der Phenole — worunter insbesondere die biologischen Abwasserreinigungsverfahren fallen. Die Anwendung der einen oder anderen Verfahrensart hängt von Fall zu Fall maßgeblich von der Konzentration und der Zusammensetzung der Phenole im Gaswasser und von den Forderungen ab, welche mit Rücksicht auf die Beschaffenheit der Vorflut zu stellen sind.

Etwa um das Jahr 1920 traten in Deutschland im Rhein infolge der Ableitung der Kokereiabwässer aus dem

Emschergebiet die ersten nachhaltigen Klagen der Fischerei und der Unterlieger am Rhein auf. Die Kokserzeugung in den Kokereien des Emschergebietes war mittlerweile bis auf rd. 20 Mio. t/Jahr gestiegen, womit jährlich etwa 10 000 t Phenole über die Emscher in den Rhein abgeleitet wurden. Damit ergab sich für die Emschergenossenschaft, als dem für die Abwasserreinigung im Emschergebiet zuständigen Wasserwirtschaftsverband, die Aufgabe, sich eingehend mit der Entphenolung der Kokereiabwässer zu befassen.

Das Entphenolungsverfahren der Emschergenossenschaft

Auf Grund der durchgeführten Voruntersuchungen schienen unter Berücksichtigung der besonderen Verhältnisse auf den Kokereien im Ruhrbezirk das Auswaschverfahren der Phenole mit Benzol und Natronlauge — das Natrium-Phenolat-Verfahren nach Pott-Hilgenstock — für die großtechnische Anwendung am günstigsten zu sein. So entstanden 1927/28 zunächst 4 große Versuchsanlagen, in denen dieses Verfahren im Dauerbetrieb untersucht werden konnte. Auf Grund der dabei gesammelten Erfahrungen wurden dann weitere Anlagen entwickelt und ausgebaut. Heute läuft die Entphenolung der Gaswässer kurz etwa nach folgendem Verfahren (Abb. 1):

Das phenolhaltige Gaswasser wird aus der Kühler-vorlage der Kokerei zunächst über eine Druckfilteranlage

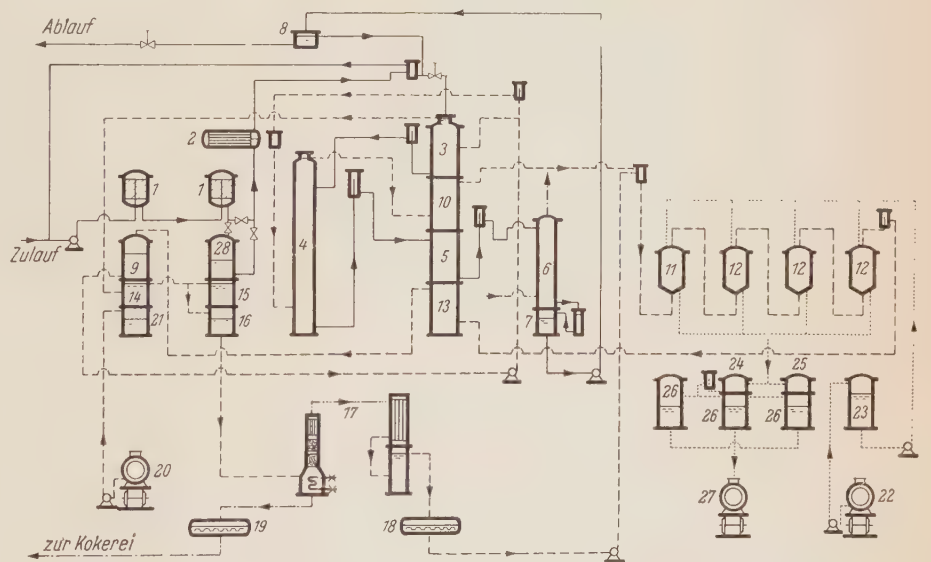


Abb. 1. Das Benzol-Lauge-Verfahren der Emschergenossenschaft.

— Gaswasser; --- Benzol; Lauge; - - - Kokereigas; - . - - Rückstand; - . . - Benzoldampf; * - * Dampf; 1 Druckfilter; 2 Kühler; 3 Wasservorwascher; 4 Wasserhauptwascher; 5 Scheider für Wasser; 6 Gaswascher; 7 Entbenzoltes Wasser; 8 Hochbehälter; 9 Pumpenkammer; 10 Scheider für Phenolbenz.; 11 Entschwefeler; 12 Laugewascher; 13 Scheider für entphenoltes Benzol; 14 Wasser-Emuls.-Scheider; 15 Lauge-Emuls.-Scheider; 16 Kammer f. Benzol; 17 Destillationsanlage; 18 Benzolbehälter; 19 Rückstandsbehälter; 20 Benzol; 21 Reservebenzol; 22 Natronlauge; 23 Natronlauge; 24 Phenolatlaugescheider; 25 Schwefellaugescheider; 26 Phenolatlaugebehälter; 27 Phenolatlauge; 28 Spülwassersammelbehälter.

in benzolhaltige Vorwascher gepumpt und dort von Teer und anderen, den Extraktionsvorgang störenden Schmutzstoffen befreit. Das gefilterte und vorgeklärte Rohwasser wird dann unabhängig von der Jahrestemperatur in einem Vorwärmer bzw. Kühler auf die richtige Betriebstemperatur gebracht und anschließend in dem eigentlichen Phenol-Hauptwascher im Gegenstromverfahren mit Benzol ge-

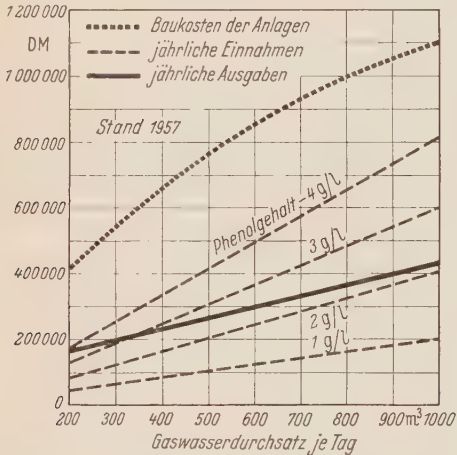
waschen. Infolge der besseren Löslichkeit von Phenol in Benzol geht dabei das Phenol des Gaswassers in das Benzol über. Während das entphenolte Gaswasser zur weiteren Behandlung der Ammoniakfabrik der Kokerei zufließt, wird das aus dem Waschturm austretende Phenol-Benzol-Gemisch in mehreren aufeinanderfolgenden Waschstufen mit Natronlauge behandelt. Hierbei gehen wiederum die Phenole aus dem Benzol auf die Natronlauge über und werden als Natriumphenolat gebunden. Das aus dem letzten Lauge-wascher ausströmende, nun wieder phenolfreie Benzol wird über Scheide- und Umlaufbehälter im Kreislauf erneut zur Auswaschung des Gaswassers benutzt. Die bei diesem Ver-fahren anfallende Phenolatlauge wird gesammelt und in Kesselwagen zur Zeit den beiden Teerdestillationen, der Gesellschaft für Teerverwertung in Duisburg und den Rütgerswerken in Castrop-Rauxel, zur Aufarbeitung zuge-stellt. Hier werden unter Benutzung von Kohlensäure und Kalk Reinphenol, Kresol, Xylenol u. a. gewonnen und die Phenolatlauge in Natronlauge regeneriert. Diese regene-rierte Lauge wird in Kesselwagen zu den einzelnen Ent-phenolungsanlagen zurückgefahren und wieder eingesetzt.

Im Vergleich zu anderen Verfahren hat sich das Benzol-Natrium-Phenolat-Verfahren bis heute als besonders vorteil-haft und wirtschaftlich zweckmäßig erwiesen, weil bei allen Extraktions-Verfahren die Anlage- und Betriebskosten ent-scheidend durch die Lösungsmittelverluste beeinflusst werden. Durch den Einsatz von Benzol als Lösungsmittel lassen

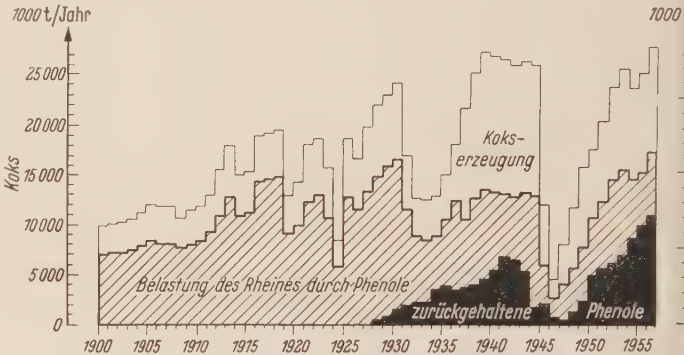
3,5 g/l ist die Wirtschaftlichkeit mehr oder weniger ein-geschränkt und bei einem Phenolgehalt unter 2 g/l ist es nicht mehr wirtschaftlich und technisch unzweckmäßig.

Umfang der Entphenolung im Ruhrkohlenbezirk

Für den Umfang der notwendigen Entphenolung der Kokereiabwässer im Emschergebiet und für die Anzahl der von der Emschergenossenschaft zu errichtenden Anlagen waren zunächst folgende Überlegungen maßgebend: Bis 1911 sind Klagen über die Beschaffenheit des Rheinwassers insbesondere hinsichtlich des Phenolgehaltes, nicht bekannt geworden, so daß unter den damaligen Verhältnissen also keine Schwierigkeiten entstanden sein können. Nach der Kokserzeugung von 1910 muß der Phenolanfall im Emschergebiet etwa 5000 t im Jahr betragen haben (Abb. 3). Das Ziel der Emschergenossenschaft war deshalb, durch den Bau von Entphenolungsanlagen den Abfluß von Phenolen durch das Abwasser der Kokereien so weit zu



sich auf den Kokereien diese Verluste durch nachfolgende Benzolgewinnungsanlagen sehr niedrig halten, da das in der Entphenolungsanlage verlorengegangene Benzol dort wiedergewonnen werden kann. Von Bedeutung ist auch noch, daß die weitere Aufbereitung der bei den Entphe-nolungsanlagen auf den verschie-denen Kokereien anfallenden Natrium-Phenolat-Lauge für alle Anlagen des Ruhrkohlenbezirks konzentriert an den Stellen durch-geführt werden kann, wo bereits für die Aufarbeitung der Teer-phenole Karbolsäurefabriken be-stehen. Unter diesen Umständen läßt sich die Wirtschaftlichkeit der Entphenolungsanlagen nach dem Natrium-Phenolat-Verfahren der Emschergenossenschaft bei den heutigen Kostensätzen für Lö-sungsmittel, Energie und Löhne etwa folgendermaßen bewerten (Abb. 2): Bei Phenolgehalten über 3,5 g/l im Rohwasser ist das Ver-fahren ohne Verlust durchführbar, bei Phenolgehalten von 2,0 bis



vermindern, daß die 1910 aufgetretene Belastung von 5000 t/Jahr nicht überschritten wurde. Der hierzu von der Emschergenossenschaft 1927 und 1928 aufgestellte Bau-plan litt jedoch hinsichtlich der termingemäßen Durch-führung zunächst erheblich unter der Krise der Jahre 1932 bis 1934. Später wiederum wurden die Kokereien so schnell und so weit ausgebaut und die Kokserzeugung so stark ge-fördert, daß der Ausbau der Entphenolungsanlagen hier-mit nicht mehr Schritt halten konnte. Bis 1943 waren im Emscher- und Lippegebiet aber immerhin 20 Anlagen in Betrieb. Durch Kriegseinwirkungen nahm die Produktion dann aber sehr schnell ab, bis 1945 schließlich alle Ent-phenolungsanlagen stillagen, da die meisten von ihnen völlig zerstört waren.

Unter den technischen und wirtschaftlichen Voraus-setzungen der ersten Nachkriegsjahre war die Möglichkeit des Wiederaufbaues der zerstörten Anlagen zunächst sehr



Tabelle 1

Lfd. Nr.	Entphenolungs-anlage	Standort	Jahr der Inbetrieb-nahme	Wasser-durchsatz m³/Tag	Kosten DM
1	Shamrock	Wanne-Eickel	1950	500	380 000,—*
2	Math.StinnesIII/IV	Gladbeck	1951	400	488 000,—
3	Erin	Castrop-Rauxel	1953	450	748 000,—
4	Scholven	Gelsenk.-Buer	1954	900	1 015 000,—
5	Consolidation 1/6	Gelsenkirchen	1954	500	897 000,—
6	Sachsen	Hamm-Heeßen	1954	750	947 000,—
7	Hugo	Gelsenk.-Buer	1954	450	701 000,—
8	Auguste Victoria	Marl-Hüls	1955	500	734 000,—
9	Carolinenglück	Bochum-Hamme	1955	550	674 000,—
10	König Ludwig 4/5	Recklinghausen	1955	450	646 000,—
11	Victoria	Lünen	1955	500	794 000,—
12	Gneisenau	Dortmund-Derne	1957	720	noch nicht
13	Osterfeld	Oberh.-Osterfeld	1957	750	abgerechnet

* Für diese Anlage wurden z. T. alte Behälter verwendet.

beschränkt. Erst nach der Währungsreform konnte wieder ein großzügiges Bauprogramm in Angriff genommen und mit dem Ausbau und Wiederaufbau der Kokereien und mit dem Steigen der Koksproduktion in schneller Folge eine große Anzahl neuer Anlagen errichtet werden. Heute werden im Emschergebiet 20 Anlagen, im Lippegebiet 7 Anlagen und im Ruhrgebiet 1 Anlage betrieben (Abb. 4).

Bei einem mittleren Phenolgehalt von 2,2 g/l im Rohwasser und einem mittleren Wasserdurchsatz von rd. 500 m³/Tag und Anlage wird im Durchschnitt eine Auswaschung der Phenole von 90—92 % erreicht. Damit werden in den 28 genossenschaftlichen Anlagen z. Z. fast 10 000 t Rohphenole im Jahr gewonnen, damit etwa 65 % der anfallenden Phenole aus den Abwässern der Kokereien den Gewässern ferngehalten und daraus rd. 8000 t Reinware, Phenol und Kresol, erzeugt. Tabelle 1 gibt einen Überblick über die seit 1950 gebauten neuen Anlagen und über die aufgewendeten Kosten.

Entwicklung der Entphenolungsanlagen seit 1950

Obwohl das Natrium-Phenolat-Verfahren grundsätzlich bei allen Anlagen das gleiche ist, sind auf Grund der langjährigen und ständig zunehmenden Erfahrungen im Bau und Betrieb der Anlagen immer wieder Verbesserungen und eine weitergehende Anpassung der Anlagen an die örtlichen Gegebenheiten auf den einzelnen Kokereien vorgenommen worden. Hierbei zeichnen sich bei den Neubauten nach dem Kriege deutlich 3 Entwicklungsstufen ab.



Abb. 5. Entphenolungsanlage Shamrock.

Bei den ersten 4 Anlagen der vorhergehenden Aufstellung wurden aufrecht stehende Waschtürme nur für die eigentlichen Extraktionsvorgänge errichtet, während für die Scheide-, Sammel- und Pumpenbehälter noch liegende Kessel verwendet wurden (Abb. 5). Bei dieser Anordnung der Behälter ist zwar die Wartung der Anlage verhältnismäßig bequem, da die meisten Armaturen von ebener Erde aus bedient werden können, infolge der großen Flüssigkeitsoberflächen in den liegenden Behältern entstehen aber durch Verdunstung erhebliche Abgänge an Lösungsmitteln. Weiter sind beim Umwälzen der verschiedenen Flüssigkeiten große Förderhöhen aufzuwenden, wodurch wiederum hohe Betriebskosten entstehen.

Auf Grund dieser Erkenntnisse wurden deshalb bei den Anlagen der zweiten Gruppe auch die Scheide-, Stapel- und Pumpenbehälter aufrechtstehend ange-

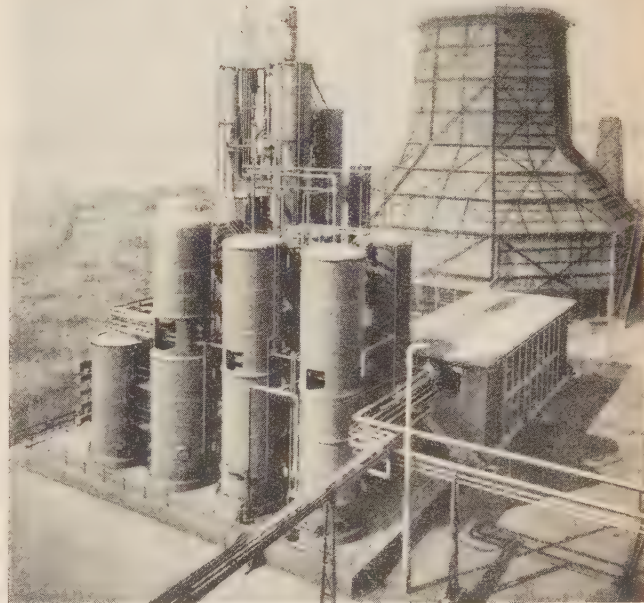


Abb. 6. Entphenolungsanlage Sachsen.

ordnet und zu Behältertürmen übereinander zusammengebaut (Abb. 6). Dabei wurden die einzelnen Behälter so angeordnet, daß möglichst ein Minimum an Förderhöhe zu überwinden war. Als weiterer Vorteil dieser Aufstellung ergab sich eine erhebliche Verkürzung aller Rohrleitungswege und damit eine erhebliche Verminderung der Betriebskosten wie auch der Unterhaltungskosten der Anlage.

Die zunehmende Intensivierung der deutschen Industrie forderte von den Kokereien in Verbindung mit dem Ausbau der Ferngasleitungen eine immer größere Erzeugung von Koks und Gas. Dazu kam der laufende Ausbau der Kohlenwertstoffanlagen und der Kohlenchemie-Anlagen. Dies wiederum hatte zur Folge, daß der auf den Kokereien zur Verfügung stehende Platz immer beengter wurde. Da eine Entphenolungsanlage aber nur technisch richtig und wirkungsvoll arbeiten kann, wenn sie im gesamten Kokereibetrieb an der verfahrensmäßig richtigen Stelle eingebaut wird, ergab sich für die Emschergenossenschaft die Notwendigkeit nach möglicher Einschränkung der für die Entphenolungsanlagen in Anspruch zu nehmenden Grundfläche. Bei den Entphenolungsanlagen auf den Kokereien

Carolinenglück und König Ludwig wurden deshalb die Apparaturen und das Maschinenhaus nicht mehr, wie bisher, nebeneinander, sondern übereinander aufgestellt, indem man die erforderlichen Behälter und Waschtürme auf dem Dach des Maschinenhauses montierte (Abb. 7). Hierdurch wurde bei an sich gleicher Anordnung der Behälter nur noch die Hälfte der Grundfläche für die Errichtung der Entphenolungsanlage benötigt (Abb. 8).

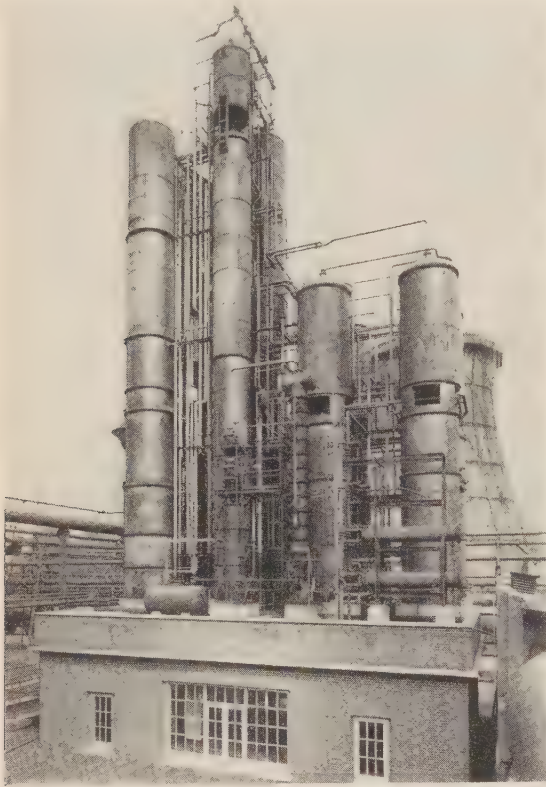
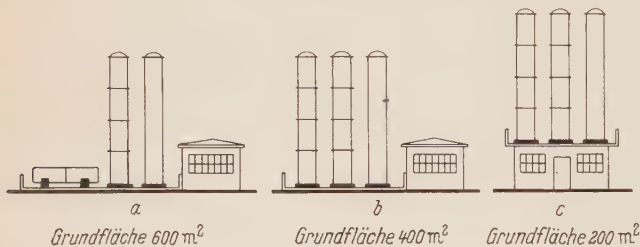


Abb. 7. Entphenolungsanlage König Ludwig.

Einen Sonderfall der Ausführung stellt die Entphenolungsanlage auf der Kokerei Victoria in Lünen an der Lippe dar (Abb. 9). Hier stand zur Errichtung der Anlage innerhalb des Kokereigeländes nur noch eine beengte Fläche im Hochwasserbereich der Lippe zur Verfügung.



Ab. 8. Platzbedarf einer Entphenolungsanlage für einen Durchsatz von 450 m³/Tag.

Infolgedessen mußte die gesamte Anlage noch hochwasserfrei ca. 3 m über Gelände errichtet werden, wozu erschwerend noch recht ungünstige Bodenverhältnisse hinzukamen. Zwischen 2,75 m und 5,00 m unter Gelände standen in wechselnder Schichtstärke wasserführende Fließsande an, welche durch eine nahegelegene, ca. 25 m hohe Halde stellenweise zur Seite gedrückt wurden, so daß mit einem geringen Horizontalschub in der Fließsandschicht gerechnet werden mußte. Von den vergleichsweise untersuchten Pfahlgründungen Franki, Wolfsholz und Lorenz wurde die Ausführung mit Lorenz-Pfählen mit verbleibendem

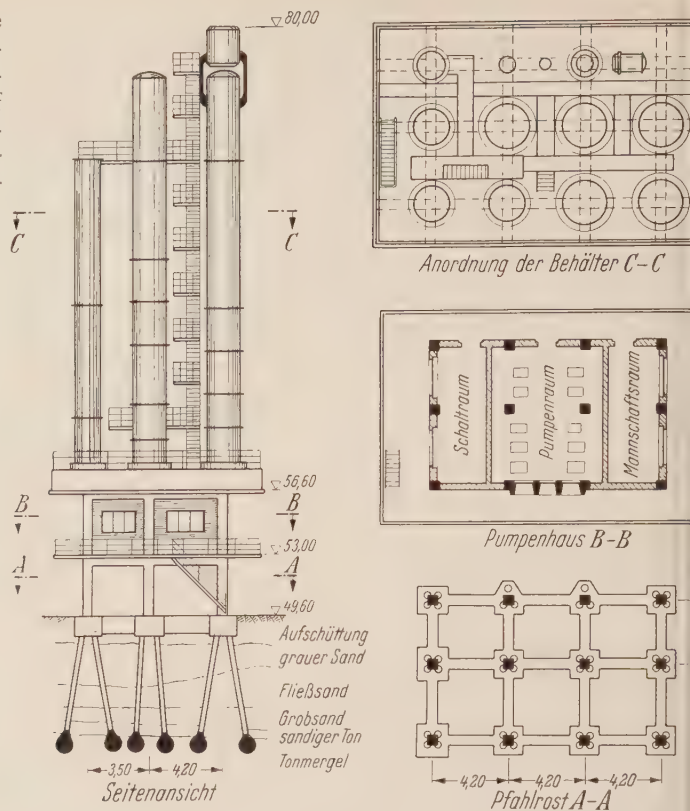


Abb. 9. Gründung und Bauausführung der Entphenolungsanlage Victoria.

Mantelrohr gewählt, weil diese Pfähle eine glatte Oberfläche besitzen, einer evtl. auftretenden Bewegung des Fließsandes den geringsten Widerstand bieten und das Mantelrohr die Widerstandsfähigkeit der Pfähle gegen aggressives Grundwasser, welches in einzelnen Bohrproben vorgefunden wurde, erhöhte.

Bautechnische Einzelheiten

Gegenüber der früheren Ausführung, Lagerbehälter und Waschtürme neben dem Maschinenhaus zu errichten, erfordert der Übereinanderbau einwandfreie Abdichtungen. Nach den bergpolizeilichen Vorschriften ist der Standort der Behälter und Waschtürme — beim Übereinanderbau, also das Pumpenhausdach — durch seitliche Umfassungsmauern so zu einer Wanne auszubilden, daß diese in Schadensfällen die in den Behältern gestapelten oder im Umlauf befindlichen Flüssigkeiten auffangen kann. Das Dach der Pumpenhäuser muß also normalerweise absolut dicht sein gegen Regenwasser und gegen Leck- und Tropflüssigkeiten, welche durch Undichtigkeiten der Behälterrohrleitungen und Armaturen auftreten oder bei der Entnahme von Proben und bei Reparaturarbeiten anfallen können und in Schadensfällen mindestens vorübergehend dicht bleiben. Da in einer Entphenolungsanlage Medien verschiedenster Art umgewälzt werden, mußten Auswahl und Aufbau der Dichtung mit besonderer Sorgfalt vorgenommen werden. Die Dichtungshaut soll beständig sein

gegen Ammoniakwasser mit einem Gehalt bis zu 20 % NH_3 ,

gegen Benzol und Phenolbenzol,
gegen Natronlauge bis zu 45 % NaOH -Gehalt,
gegen Natriumphenolatlauge und
gegen Temperatureinflüsse bis zu etwa 90 °C.

Darüber hinaus waren mechanische Beanspruchungen beim Begehen der Wanne oder durch Absetzen von Konstruktionselementen oder Werkzeugen bei Montage- und Reparaturarbeiten aufzunehmen.

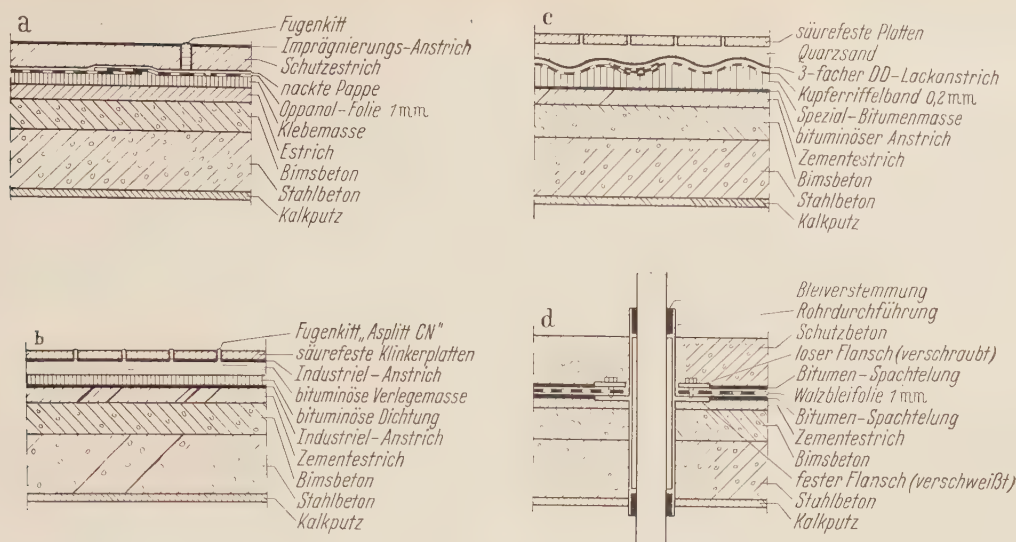


Abb. 10. Verschiedene Vorschläge zur Isolierung der Behälterwannen.

Auf Grund verschiedener Verhandlungen mit einer Reihe von Spezialfirmen wurden folgende Dichtungsvorschläge in engerer Auswahl untersucht (Abb. 10):

a) Isolierung durch eine 1 mm starke OPPANOL BA-Folie, wobei die 5 cm breite Überlappung chemisch kalt verschweißt und die gesamte Dichtungshaut durch eine nackte Pappe als Trennschicht abgedeckt werden sollte. Die Isolierung war mit einem wasserdichten Schutzestrich in einer Stärke von mindestens 3 cm zu versehen, der in Feldern von 2 bis 3 m Kantenlänge unterteilt werden sollte. Die etwa 2 cm breiten Dehnungsfugen sollten mit elastischem Fugenkitt IGAS-Plasticum verfüllt werden. Der Schutzestrich war in einer zweimaligen Wechselbehandlung mit PURIGO-Fluat und CONSERVADO 2 zu imprägnieren.

b) Nach einem kalten Voranstrich des Unterbetons mit Bitumenlösung INDUSTRIEL, INERTOL oder dergleichen sollte eine 6 bis 7 mm starke Schicht bituminöser Dichtungsmasse heißflüssig in zwei Lagen aufgespachtelt werden. Darüber war die Verlegung von säurebeständigen Klinkerplatten vorgesehen, deren Unterseite wiederum mit INDUSTRIEL vorgestrichen war. Die Platten sollten in bituminöser Masse SEMPERFIX-S 40 verlegt und die Plattenfugen mit Dichtungskitt ASPLITT-CN verfügt werden.

c) Nach einem bituminösen Voranstrich des Unterbetons wie bei b) sollte als Dichtung ein 0,2 mm starkes Kupferrißelblech im Einwalzgießverfahren mit einer Nahtüberlappung von 10 cm auf einer Spezialbitumenklebemasse aufgebracht werden. Die Überdeckungsstöße waren mit einem 10 cm breiten Kupferrißelbandstreifen mittig zu überdecken und beiderseits zu verlöten. Das Kupferrißelband war dann in der gesamten Fläche dreimal mit einem DD-Lack zu überstreichen. Zum Schutz gegen mechanische Schädigungen sollten über der Dichtungshaut säurefeste Platten in einem Quarzsandbett trocken verlegt werden.

d) Auf den Unterbeton war zunächst nach einem bituminösen Voranstrich eine Bitumenmasse aufzuspachteln, aus der dann als Dichtungshaut eine 1 mm starke Folie aus Walzblei verlegt werden sollte. Die Stöße sollten verlötet werden. Ein bituminöser Anstrich dient als Immunisierungsschicht für die Bleihaut. Zum Schutz der Dichtung gegen mechanische Beanspruchung sollte weiter ein 5 cm starker Schutzbeton mit einer Baustahlgewebeeinlage 50/50/5 aufgebracht werden.

Bei den Vorschlägen a) und b) sind bituminöse Dichtungsmassen vorgesehen, welche benzollöslich sind. Ein etwaiger Anfall von Benzol dürfte deshalb nicht länger als etwa 2 Stunden auf der Dichtungsfläche stehen. Die Iso-

lierung nach Vorschlag c) hat den Nachteil, daß die gewählte Kupferfolie nur in einer Richtung ausreichend dehnbar ist. Außerdem ist durch den DD-Lack-Überzug kein hinreichender Schutz der Kupferfolie gewährleistet, weil nach einer möglichen Versprödung oder mechanischen Beschädigung des Lackfilmes die Kupferdichtung von Ammoniakwasser angegriffen werden kann. Der Vorschlag d) bot die beste Gewähr, als Dichtung der Behälterwanne den gestellten Anforderungen in etwa gerecht zu werden, und wurde bei den Entphenolungsanlagen Victoria, König Ludwig und Carolinenglück ausgeführt.

Auf die Stahlbetonkonstruktion der Dächer kam zunächst eine Gefälleschicht aus Bimsbeton, damit die anfallenden Flüssigkeiten einem Sammelschacht zulaufen können, aus welchem sie dann von Zeit zu Zeit abgepumpt werden. Dieser noch mit einem Estrich versehene Gefällebeton diente als Auflagerfläche für die Dichtung. Auf die Dichtungshaut wurden dann 2—3 cm Beton aufgebracht, die zugeschnittenen und an den Enden aufgebogenen Baustahlgewebematten fortlaufend eingelegt und mit einer 2—3 cm starken Betonschicht aus Kies 0/15 und 450 kg Hochofenzement je m³ Beton überdeckt. Bis auf das Abziehen und Abreiben des Schutzbetons wurden alle Arbeiten von einer auf der Umfassungswand der Behälterwanne und den Behälterfundamenten abgestützten Arbeitsbühne aus verrichtet, um eine Beschädigung der Dichtungshaut während der Arbeiten zu vermeiden.

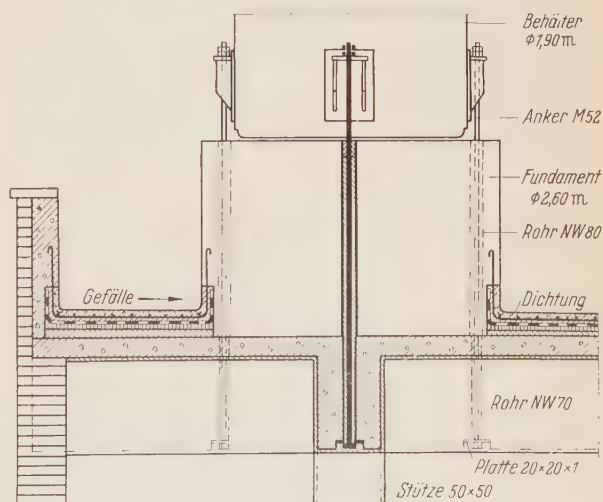


Abb. 11. Verankerung der Behälter.

Für die Verbindung der im Pumpenraum aufgestellten Förderpumpen mit den darüber aufgestellten Apparaturen mußten etwa 30 Rohre durch das Dach des Pumpenraumes geführt werden. Zu diesem Zweck wurden beim Betonieren der Stahlbetonkonstruktion Rohrstützen eingesetzt, deren Länge so gewählt war, daß das untere Ende wenige Zentimeter unter dem Putz der Pumpenhausdecke und das obere Ende einige Zentimeter über dem vorgesehenen Schutzbeton der Dichtung hinausragten. An diesen Rohrstücken war ein mit Stiftschrauben versehener Flansch fest verschweißt, welcher mit der Estrichschicht des Gefällebetons bündig abschloß. Nach dem Verlegen der Bleifolie wurde ein loser Flansch aufgesetzt und mit dem Festflansch verschraubt. Um eine absolute Dichtung dieser Verbindung zu gewährleisten, wurde zwischen die beiden Flanschen und die Bleifolie oben und unten noch je eine Klingerit-Dichtung eingezogen. Die Durchmesser der einzelnen Rohrstützen waren so groß gewählt, daß die flüssigkeitsführenden Betriebsrohrleitungen mit den erforderlichen Nennweiten bei der Montage ohne Schwierigkeiten durchgezogen werden konnten. Nach beendeter Montage wurden dann die Zwischenräume zwischen Rohrleitung und Durchführungsstützen von oben und unten mit Blei verstemmt.

Die Fundamente der Behältertürme sind über den Kreuzungspunkten der Dachunterzüge angeordnet (Abb. 11). Um eine feste Verbindung zwischen Behälter, Fundament und tragender Konstruktion zu schaffen, wur-

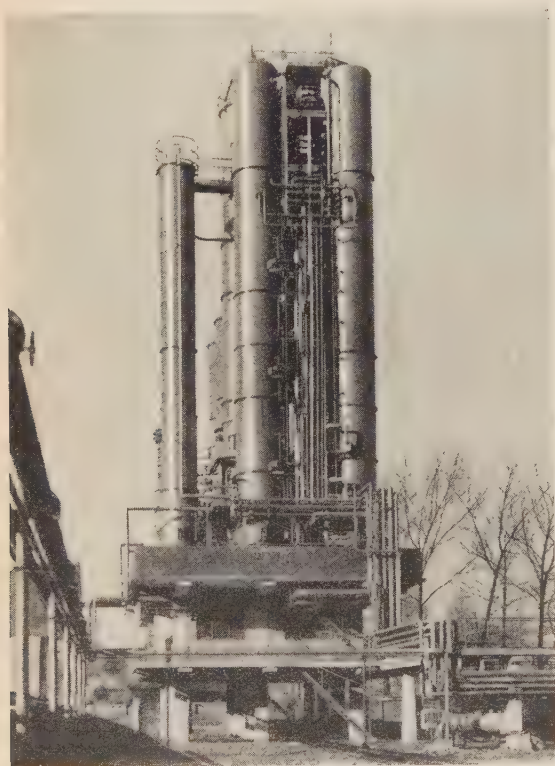


Abb. 12. Entphenolungsanlage Victoria.

den für jede Behältersäule 4 kräftige Ankerschrauben vorgesehen, die durch die Unterzüge hindurchreichen. Bei der Herstellung der Tragkonstruktion und der Behälterfundamente wurden zunächst wieder Rohrstücke einbetoniert, durch die später bei der Montage der Behälter die Anker von unten durchgezogen wurden. Die Hohlräume zwischen den Hülssen und den Ankerbolzen wurden später bis kurz unter den oberen Rand mit Zementmörtel vergossen und in den oberen 2 cm mit Bitumenmasse abge-

dichtet, die Köpfe der Ankerschrauben und die etwa 10×10 cm großen Unterlagsplatten in den Unterzügen versenkt, die Aussparungen verfüllt und verputzt.

Zur Veranschaulichung des apparativen und baulichen Umfanges einer Entphenolungsanlage sind nachfolgend noch einige Daten der Entphenolungsanlage Victoria aufgeführt (Abb. 12).

Gewichte:	
Eigengewicht der Behälter	137 t
Eigengewicht der Rohrleitungen und Armaturen	36 t
Eigengewicht der Bühnenkonstruktionen	18 t
Eigengewicht des Bauwerkes	755 t
Betriebslast bei gefüllten Behältern und Rohrleitungen	695 t
Nutzlast der Behälterwanne	357 t
Nutzlast der unteren Decke	149 t

Baustoffe:	
46 m ³ Beton für die Pfähle	
297 m ³ Beton für das Bauwerk	
42 t Baustahl	
191 t Stahl für Apparate, Rohrleitungen, Bühnen usw.	
39 t Stahl für die Anschlußleitungen außerhalb der Entphenolungsanlage	

Kosten:	
Bauarbeiten	152 000,— DM
Apparatur	527 000,— DM
Anschlußleitungen	66 000,— DM
Isolierung der Apparatur und der Anschlußleitungen	31 000,— DM
Anstrich der Anlage und der Anschlußleitungen	18 000,— DM
Insgesamt:	794 000,— DM

Zusammenfassung

Bei den Entphenolungsanlagen zur Behandlung der Gaswässer der Kokereien im Ruhrkohlenbezirk handelt es sich im wesentlichen um Stahlkonstruktionen, Behälter, Rohrleitungen und Pumpen, bei deren Ausführung im allgemeinen keine ungewöhnlichen bautechnischen Probleme vorkommen. Es wurde deshalb in den vorstehenden Ausführungen mehr auf die allgemeinen Probleme der Entphenolung, auf das Verfahren und den grundsätzlichen Aufbau der Anlagen sowie auf einige spezielle Dichtungsfragen eingegangen.

Abschließend sei noch darauf hingewiesen, daß diese Anlagen neben ihrem besonderen Wert zur Reinhaltung der Gewässer erheblichen volkswirtschaftlichen Nutzen haben, sind doch die Abwasserphenole immerhin mit rd 14 % an der Gesamterzeugung von Phenol und Kresol in der Bundesrepublik beteiligt.

Phenol und Kresol wird in der Industrie in zunehmendem Maße beispielsweise zur Herstellung von Bakelit für Gehäuse elektrotechnischer Apparate, zur Herstellung von Kunstharzen für Knöpfe und dergleichen, zur Herstellung von Schichtstoffen für Hartpapiere, Hartgewebe und Preßfurniere, zur Herstellung der verschiedensten Kunstharzlacke, zur Herstellung von Schädlingsbekämpfungsmitteln und Antiseptika sowie bei der Herstellung von Perlon und Nylon verwendet. Der durch den Verkauf der erzeugten Karbolsäure und Kresole eingetragene Erlös gestattete es deshalb bisher, sämtliche Aufwendungen für den Kapitaldienst, für die Abschreibung und für den Betrieb und die Unterhaltung der Entphenolungsanlagen zu decken, so daß die Entphenolung der Kokereiabwässer im Ruhrbezirk in dem jetzigen Umfange nichts kostet.

Die Stahlkonstruktion der Fredrikstad-Brücke über den Glomma in Norwegen

Von G. Haas, Chr. Ostenfeld, Kopenhagen und E. Strömme, Oslo



Abb. 1. Ansicht der fertigen Brücke vom Ostufer Unterstrom.

DK 624.68 : 625.745.12 (481)

Übersicht: Der neuentstandene Brückenzug über den Glommafluß im südöstlichen Teil von Norwegen verbindet die an beiden Ufern liegenden Stadtgebiete von Fredrikstad sowie den Küstenstrich längs des Oslofjordes beiderseits der Glomma und hat auch für den Fernverkehr zur schwedischen Grenze Bedeutung. Die Überführung über den ca. 150 m breiten Strom erfolgte bislang durch Motorfähren, die jedoch den schnell wachsenden Verkehrsansprüchen nicht mehr genügten. Die Öffnung der Brücke für den Verkehr hat im August 1957 stattgefunden.

Die gewählte Linienführung verläuft etwas nördlich der Stadt (Abb. 2, Tafel 1)*. Am westlichen Ufer, von einem Felsrücken ausgehend, steigt die Trasse in einer Neigung von 6 % über ein 147 m langes Rampenbauwerk zur Strombrücke von 205 m Länge, gewinnt über eine Vertikalkurve von $R = 1000$ m den Scheitelpunkt in Kote + 41,3 m über Flußmitte und fällt in gleicher Neigung über eine 370 m lange Rampe auf das tiefergelegene Ostufer ab. Die Gesamtlänge der Brücke ist 722 m.

Die Rampenbauwerke sind ca. 23 m weitgespannte, auf Stahlbetonsäulen gelagerte Balkenkonstruktionen aus Spannbeton, mit Ausnahme eines über das Verschiebegerände der Bahnstation Fredrikstad führenden 31 m langen Feldes am Westufer, dessen Balken unter Beibehaltung der äußeren Form des übrigen Rampentragwerkes in Stahl ausgeführt sind; auf diese Konstruktion wird im Anschluß an die Beschreibung der Bogenbrücke noch eingegangen.

A. Die Stahlbogenbrücke

Der endgültigen Wahl der Brückentype für die Stromöffnung ging eine Reihe von Untersuchungen voraus. Wegen des regen Schiffsverkehrs zu den bei Sarpsborg liegenden Werften und Industrieanlagen konnte nur die Erstellung einer Hochbrücke zu einer zufriedenstellenden Lösung führen. Im Einvernehmen mit der Schiffsahrts- und Hafenbehörde wurde die freie Durchfahrthöhe mit 40 m im Scheitelpunkt der Fahrbahngradienten und 39,5 m auf 60 m Breite in Strommitte festgelegt; außerdem mußte das Anlegen von Schiffen an der unter der Brücke verlaufenden Kaianlage möglich sein. Die Lichthöhe für die Schiffs-passage durfte während der Bauzeit nur um 4 m eingeschränkt werden.

Abb. 3 zeigt eine Übersicht der den Fluß und das angrenzende Kaigelände am Westufer überspannenden Stahlbogenbrücke von 196 m Spannweite mit den Bogen

durchschneidender Fahrbahn sowie das anschließende 31-m-Feld des westlichen Viaduktbauwerkes. Die Brücke überführt eine 10 m breite Fahrbahn sowie zwei Gehsteige von 1,5 m, die im Bedarfsfalle der Erweiterung der Fahrbahn auf 4 Fahrspuren dienen sollen; die Gesamtbreite zwischen den Geländern ist also 13 m (Abb. 4).

Dieser Brückentyp hat in Skandinavien größere Beachtung gefunden als in den übrigen europäischen Ländern, da die Überbrückung Hochseeschiffe führender Wasserwege hier naturgegeben ein oft vorkommendes Problem ist und die Konstruktion neben ihrer Wirtschaftlichkeit und einem ästhetisch befriedigenden Aussehen, ein sehr günstiges Lichtraumprofil für die Schifffahrt freigibt. Bei der geringen Konstruktionshöhe der Fahrbahn kann außerdem ein Minimum an Steigungshöhe der Trasse für den Übergang erreicht werden.

Die gewählte Brückenlösung fügt sich in ihrer Gesamtheit recht harmonisch in das Landschaftsbild ein (Abb. 1). Die ruhige Linie der ansteigenden Viadukte wird über der Stromöffnung durch die bewegte Form des Stahlbogens abgelöst, der sich von den Uferlinien über die Fahrbahn hebt und damit ganz natürlich die große Mittelöffnung als Passage für die Schifffahrt betont. Die Bogenkonstruktion wirkt durch die Auflösung der Hauptträger in Fachwerke sehr leicht und harmonisiert mit der schlanken Ausführung der Viaduktbauwerke.

Ein in der Gesamtanlage ähnliches Bauwerk ist die im Oktober 1955 dem Verkehr übergebene Karmsundbrücke an der norwegischen Westküste, projektiert vom norwegischen Straßendirektorat in Nachfolge von Oberingenieur R. Ingebrigtsen unter Prof. Dr. techn. A. Selberg und Oberingenieur A. Arild. Diese Brücke hat eine Bogen-spannweite von 184 m und etwas kürzere Spannweiten der Rampenbrücken aus gewöhnlichem Stahlbeton [1].

Von den alternativ bei der Skizzenprojektierung untersuchten Lösungen sollen zwei kurz erwähnt werden: Ein Stahlvollwandbogen in einer der ausgeführten Type analogen Anordnung und eine Hängebrücke mit aufgehängten Seitenfächern. Beide Lösungen waren weniger wirtschaftlich, der Vollwandbogen infolge größeren Stahlgewichtes, die Hängebrücke nicht zuletzt wegen des Problems der Verankerung in der bis zu 20 m mächtigen Lehmschichte auf der Ostseite und einer im Verhältnis zur Stützweite langen Kabelführung.

* Abb. 2, 6, 7, 9, 24 siehe Tafel 1, Abb. 10, 12, 13, 26 siehe Tafel 2 am Schluß dieser Arbeit.

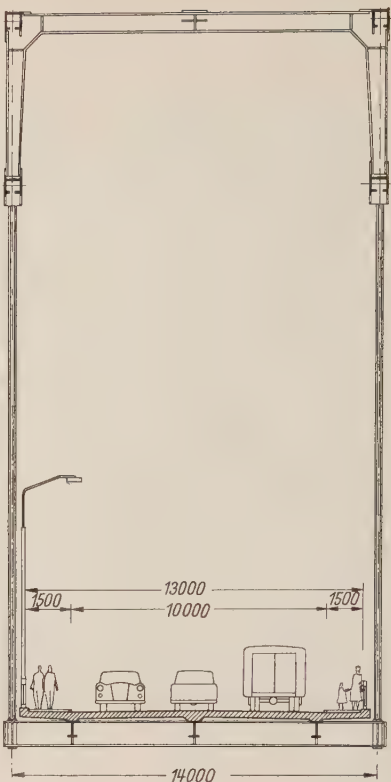
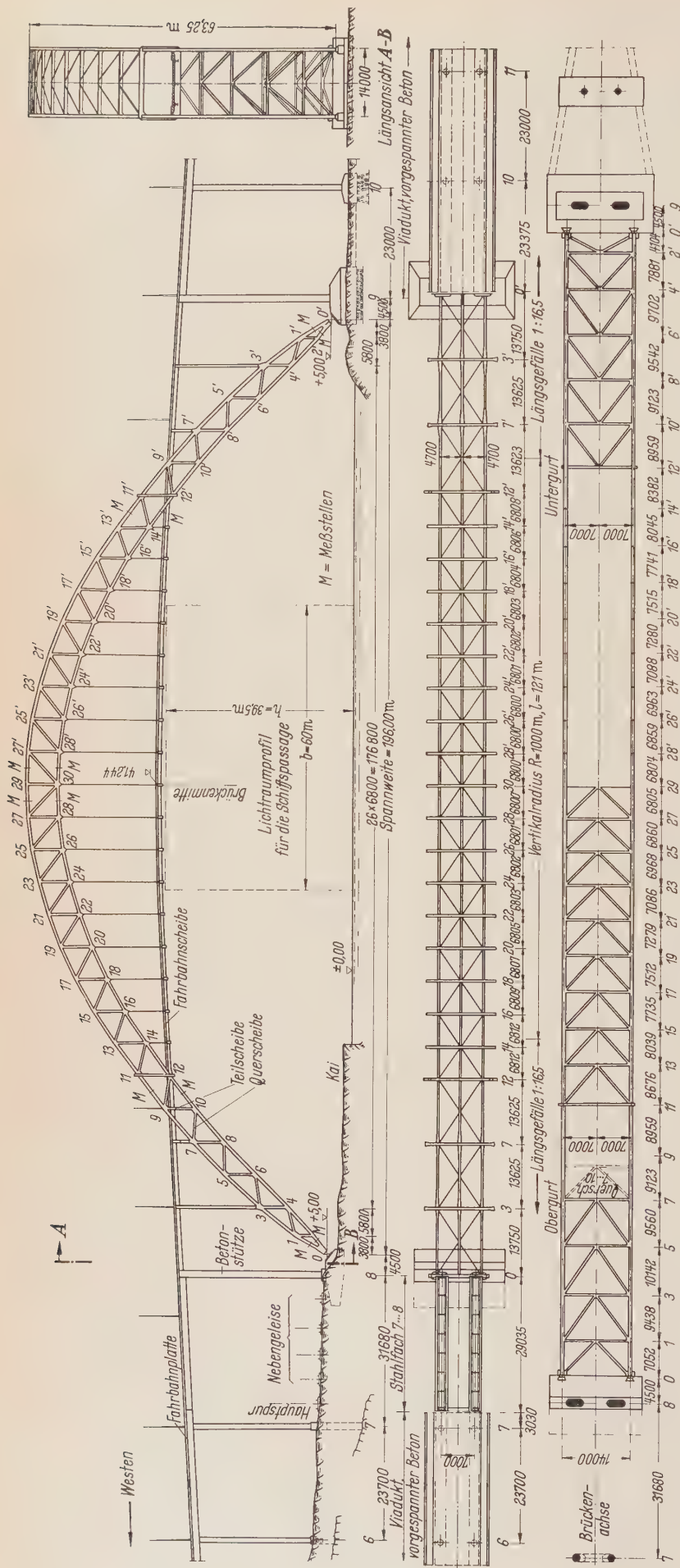


Abb. 4. Fahrbahn, Querschnitt in Brückenmitte.

1. Technische Beschreibung

Anordnung der tragenden Hauptkonstruktion

Abb.3 zeigt die prinzipielle Anordnung und statische Wirkungsweise der tragenden Konstruktion.

Die Hauptträger sind zwei parallel geführte „Zweigenelkgitterbogen — „Sichelbogen“ — mit der theoretischen Spannweite von 196 m, gestützt auf feste Lager. Ein gegenseitiger Abstand von 14 m ermöglicht die Durchführung von Fahrbahn und Gehsteigen in voller Breite innerhalb der Bogenseiben.

Zur Sicherung der Seitensteifigkeit des Bauwerkes sind die Bogenseiben durch Verbände und Rahmen verbunden. Im Bereich des Bogens über der Fahrbahn liegt ein Windverband in der Ebene der Obergurte, der Untergurt wird durch nach unten offene Halbrahmen, deren Stiele die Vertikalen der Bogenträger bilden, gegen seitliches Ausweichen gehalten. Im Kreuzungspunkt von Fahrbahn und Bogen führen eingeschobene geschlossene Rahmen 11—12 und 11'—12' die Windkräfte unter die Fahrbahn in den im Untergurt weiterlaufenden Windverband zu den Bogenlagern. Ein mehr sekundäres Windgitter im Obergurt vom Lagerpunkt bis Knotenpunkt 7 bzw. symmetrisch wird durch eine Querscheibe (von Pkt. 7 nach 10) mit dem Hauptwindgitter verbunden und gibt dem Bogenstück unter der Fahrbahn größere Seitensteifigkeit. Zur Stabilisierung der Obergurtspunkte 9 bzw. 9' sind die Vertikalen 9—10 und 9'—10' durch ein niederes, zwischen die Vertikalen eingeschobenes Fachwerk seitlich gehalten.

Abb. 3. Übersicht, Prinzip der tragenden Hauptkonstruktion.



RHEINSTAHL HAMBURG
STAHLBAU EGGERS & FRIEDRICH KEHRHAHN

G. M. B. H.

BRÜCKE ÜBER DEN GLOMMA BEI FREDRIKSTAD / NORWEGEN * SPANNWEITE 196 m

**Früher zu Hause
als gedacht!**



Weite Strecken in zügiger
Fahrt durcheilen . . . mit dem REKORD macht
das Spaß. Sein geschmeidiger 4-Zylinder hat Kraft
und Temperament. Flink überholt man und mit
Schwung geht es bergauf. Wer viel unterwegs ist,
schätzt die Bequemlichkeit des REKORD besonders
hoch: breite Sitze, gute Polster, beste Sicht, viel Platz für das
Gepäck. Angenehm und sicher fahren, oft früher zu Hause
sein als gedacht . . . der REKORD bringt vielen viele Freude!

REKORD DM 6385.- a.W.

OPEL OLYMPIA DM 5625.- a. W.

Sonderausstattung gegen Mehrpreis



ADAM OPEL AG · RUSSELSHEIM AM MAIN

Die am Bogen unterstützte bzw. aufgehängte Fahr-
bahnkonstruktion hat eine Gesamtlänge von 205 m und
läuft in Brückenmitte etwa 27 m unter dem Bogenscheitel,
im Übergang zu den Viadukten ca. 32 m über den Bogen-
lagern auf West- und Ostseite. Die Fahrbahn durchstößt
die Bogenkonstruktion in der Ebene der genannten Portal-
rahmen und ist in Brückenlängsrichtung in den unteren
Portalriegel 12 — also dem westlichen Schnittpunkt von
Fahrbahn und Bogen — eingebunden und zum Bogen fest-
gehalten, während alle übrigen Lagerungen längsbeweg-
lich sind und eine zwangsfreie elastische Verformung der
Bogenträger ermöglichen. In Brückenquerrichtung wirkt
die kontinuierliche Fahrbahnscheibe als Windträger über
die ganze Brückenlänge und stützt sich auf das Bogen-
system symmetrisch in den Portalebene Pkt. 12 und 12'
und an den Fahrbahnenden auf die Viaduktendpfeiler.

a) Die Bogenkonstruktion. Die Mittellinie der Fachwerk-
bogen entspricht einer Parabel zweiten Grades mit 60 m
Pfeilhöhe; von Knotenpunkt 5 bis 5' haben die Fachwerk-
wände eine konstante senkrechte Höhe von 6,5 m und
laufen an den Enden zu den Lagerpunkten 0 und 0' zu-
sammen. Die Gurte sind polygonal geführt. Die Aus-
fachung der Bogenscheiben wird durch ein N-Gitter mit
zur Bogenmitte fallenden Diagonalen gebildet, dessen
Fachlänge vom Knotenpunkt 3 bis 3' mit 6,8 m konstant
ist und in den Endfeldern zum Lager hin abnimmt.

Abb. 5 zeigt die Querschnittsform der doppelwandigen
Gurtprofile aus St. 52. Die Flanschbleche sind bei den nach
unten offenen Hohlkästen zwischen die Stege gelegt und
erlauben die gleiche Ausbildung von Ober- und Untergurt
sowie eine einfache Form der Anschlüsse der Bogenaus-
fachung, Säulen und Hängestangen und der bei der Mon-
tage erforderlichen Ösenkonstruktion für die Bogen-
abspannung durch Verbreiterung der Stege in den Knoten-
punkten.

Zwischen die beiden unteren Flanschbleche sind zur
Sicherung gegen seitliches Ausweichen kräftige Bindebleche
eingeschweißt. Die Gurtstöße liegen in Abständen von je
zwei Systemfeldern außerhalb der Knotenpunkte (die maxi-
malen Montagelängen waren ca. 19 m) und übertragen
die Kräfte über die plangefrästen und in der Werkstatt
genau zusammengepaßten Querschnittsflächen durch Kon-
takt; 80 % des Querschnitts sind durch Nietlaschen ge-
deckt. In den Verbindungen der gesamten Konstruktion
wurden Niete in Nietstahl St 44 mit 26 mm Durchmesser
geschlagen (nur in der Fahrbahnkonstruktion sind auch
Niete ϕ 23 verwendet).

Die geschweißten Füllstäbe der Bogenträger in St. 44
(gleichfalls in Abb. 5 gezeigt) bestehen aus zwei einander
zugekehrten U-Eisen NP 30, die durch ein Stegblech ver-
bunden sind. Sie werden in den Anschlüssen zwischen die
Knotenbleche der Gurte geschoben und dort symmetrisch
vernietet.

Die Darstellung eines Bogenstückes unterhalb der Fahr-
bahn in Abb. 6, Tafel 1 veranschaulicht die Verbindung der
anlaufenden Stäbe mit den Bogengurten. Die Gurte werden
am Lagerpunkt durch je zwei aufgenietete Bleche in den
Stegebenen verstärkt und durch Schotte ausgesteift und
treten mit ihren plangefrästen Enden auf eine mit Winkel-
profilen angeschlossene Kontaktplatte. Der Lageroberteil
hat einen zentrisch liegenden Schubzapfen, der, in die ohne
Spiel gearbeitete Ausnehmung der Kontaktplatte eingepaßt,
alle quergerichteten Kräfte zum Lager überführt (Abb. 7
und 8).

Die Bogenlager selbst sind als Linienkipplager in Stahl-
guß GS 52 ausgebildet, mit unterem und oberem Lager-
körper aufgelöst in Platten und Rippen. Die Berührungs-
flächen der Linienstützung sind im oberen Teil konkave,
unten konvexe Zylinderflächen. Ein Bogenlager hat bei
Belastung durch Eigengewicht eine resultierende Kraft von
843 t zu überführen (horizontaler Bogenschub 527 t und
Vertikalkraft 658 t). Bei Berücksichtigung aller Haupt- und
Zusatzkräfte ergibt sich ein maximaler Lagerdruck von

1621 t (Bogenschub 1070 t, Vertikalkraft 1219 t). Die größte
zu überführende Querkraft infolge Windbelastung beträgt
80 t je Bogenlager.

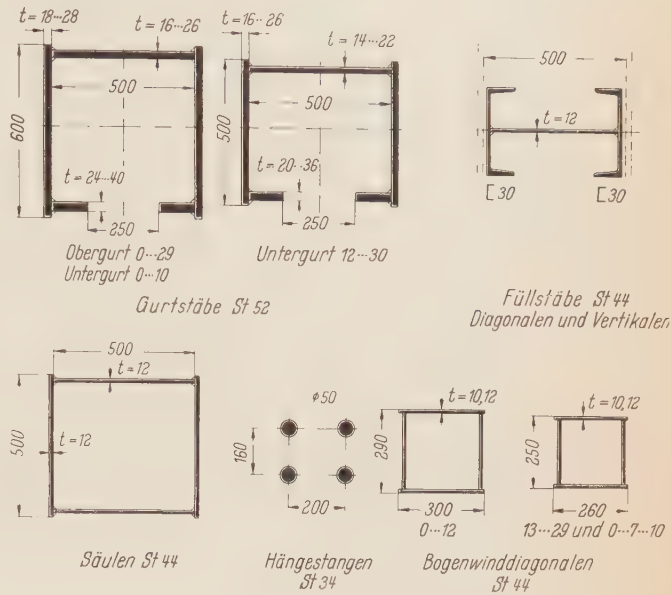


Abb. 5. Querschnitte der verwendeten Profile.

Zur Sicherung der Standfestigkeit ist die Bogenkon-
struktion im Fußpunkt zum Fundament verankert; die kon-
struktive Lösung zeigen die Abb. 7 (Tafel 1) und 8. Die in-
neren Flansche der Gurte sind im Fußpunkt parallel in Ab-
stand geführt, flügelartig erweitert und bilden mit den
oberen Deckplatten und den eingeschweißten Querschotten
einen kurzen kräftigen Querbalken, der die vier Rundanker
 ϕ 80 mm aus St. 52 aufnimmt. Der freien Drehbarkeit des
Lagers wegen liegen alle Anker in Achse der Kipplinie. Sie
sind im Fundament durch Hammerköpfe an Querbalken
festgehalten.



Abb. 8. Bogenendstück und Auflager.

Die Verankerungen werden permanent in der Konstruk-
tion belassen und mit 200 t je Lagerpunkt vorgespannt, um
während der Montage ein Abheben des Lageroberteiles um
das Maß der Ankerdehnung zu vermeiden und in der ferti-
gen Brücke die Übertragung der Windquerkräfte in der

Fuge des windseitigen Lagers zu sichern. Hier kann bemerkt werden, daß die Bogenkonstruktion recht flexibel ist und sich daher relativ unempfindlich gegenüber Fundamentverschiebungen verhält. Bei Annahme einer gegenseitigen Verschiebung der Fundamente von 2 cm wird der hierbei maximal beanspruchte Stab 28—30 im Bogenscheitel nur mit ca. 1,2 % der maximal auftretenden Kraft in diesem Stab belastet. Die gemessene gegenseitige Bewegung der Fundamente lag unter 1 cm.

b) *Windverbände und Rahmenkonstruktionen.* Für die Wahl des Windverbandsystems war eine statisch bestimmte Stabführung zur Vermeidung von Zwangskräften sowie eine „ruhige offene Form“ des Gitters bestimmend und ließ die Verwendung eines K-Verbandes zweckmäßig erscheinen. Hier sind alle Diagonalstäbe luftdicht geschweißte Kastenprofile in Stahl St 44, die entsprechend den Stabkräften durch Änderung der Blechstärken zu einigen Typen variieren. Diese dünnwandigen Kastenquerschnitte erwiesen sich bei den gegebenen Längen vorteilhafter als Walzprofile, da sie bei geringerem Gewicht die Schlankheit begrenzen und damit unempfindlicher gegen Querbelastungen und die bei Montage unvermeidlichen Stabexzentrizitäten werden. An den Stabenden sind die Hohlquerschnitte zu I-Profilen zusammengezogen und deren Flansche symmetrisch an Knotenblechen angeschlossen. Diese werden an den Gurten durch die ausgeflügelten Flanschbleche und weitere entsprechend der Windstabbhöhe an den Gurtsteg geschweißte Knotenbleche gebildet (Abb. 5 und 6).

Die Pfosten der Verbände bestehen unterhalb der Fahrbahn aus leichten Breitflanschträgern; im Mittelteil des Bogens bilden sie die Riegel der nachstehend genannten Halbrahmen. Diese Halbrahmen (Abb. 9, Tafel 1) mußten zur Überführung der Wind- und Stabilisierungskräfte in den oberen Windverband genügend biegesteif ausgeführt werden und erhielten einen aus Blechen geschweißten I-Querschnitt aus Stahl St 44. Die Steghöhe im Riegel ist konstant; in den Stielen nimmt sie von der oberen Rahmenecke zum Untergurt hin ab. Der Oberflansch des Riegels liegt in Gurtneigung, der Unterflansch ist winkelmäßig zum Riegelsteg geführt.

Abb. 10, Tafel 2 zeigt die im Kreuzungspunkt von Fahrbahn und Bogen eingeschobenen Portalrahmen, welche als wichtige Glieder der Gesamtkonstruktion zur Aufnahme der Wind- und Fahrbahnbelastungen recht kräftig ausgebildet und sorgfältig ausgesteift wurden.

c) Die Fahrbahnkonstruktion, sowie Säulen und Hängestangen

Betonfahrbahnplatte

Die Fahrbahn (Abb. 4, 9, 10) wurde bei den Lagen über und unter dem Bogentragwerk unterschiedlich ausgebildet, und zwar

1. Partie am aufgeständerten Teil der Brücke: Hier spannt die Platte quer zwischen den 3 Längsträgern und kragt zur Aufnahme der Gehwege seitlich aus.

2. Partie im Bereich der aufgehängten Fahrbahn im Mittelteil des Bogens: Hier sind die Plattenfelder zwischen den 3 Längsträgern und den Querträgern kreuzweise armiert und kragen ebenfalls für die Gehsteige konsolartig aus.

Die Fahrbahnplatte ist über die Gesamtlänge des Bogenabschnittes von 205 m ohne Fugen ausgebildet und hat in Übereinstimmung mit norwegischer Praxis keinen Fahrbahnbelag.

Wie erwähnt besteht die Absicht, die Gehsteige später eventuell in die Fahrbahn einzubeziehen (um damit eine Fahrbahnnutzbreite von 13 m zu erhalten), wobei dann die Platte unter den jetzigen Gehsteigen mit 3 cm Gußasphalt belegt wird.

Die Platte hat zwischen den Längsträgern eine konstante Dicke von 27 cm, von denen nur 24 cm als statisch tragend gerechnet sind; die obersten 3 cm der Betonplatte dienen dem Verschleiß durch direktes Befahren der Platte. Das Quergefälle von Fahrbahnmitte zu den Schramm-

borden beträgt 1,5 ‰. Die 2 m auskragenden Gehsteigplatten sind an ihrem Rand durch einen Balken von 30 mal 35 cm versteift (Abb. 9).

Die Betonfahrbahnplatte wirkt mit den Längs- und Querträgern mittels starrer, blockartiger Dübel und daran geschweißter Rundeisenbügel im Verbund.

Fahrbahnträger

Alle Glieder des Fahrbahnrotes sind geschweißte Vollwandprofile aus St 44 mit einer dem Wesen der Verbundkonstruktion entsprechenden leichteren Ausbildung des Obergurtes. Im Bereich der aufgeständerten Fahrbahn ruhen die 14 m weitgespannten Querträger auf kastenförmigen Stützen in jedem zweiten Knotenpunkt des Bogensystems, im ca. 120 m langen Mittelteil des Bogens sind die etwas leichteren Querträger (Abb. 9) im Schrittmaß des Systems von 6,8 m an Rundstangen in den Knoten des Untergurtes aufgehängt. Die Endquerträger stützen sich in der Achse der äußeren Längsträger über Rollenlager auf die Endpfeiler der Viadukte und kragen zur Versteifung der Enden der Gehsteigplatte konsolartig aus.

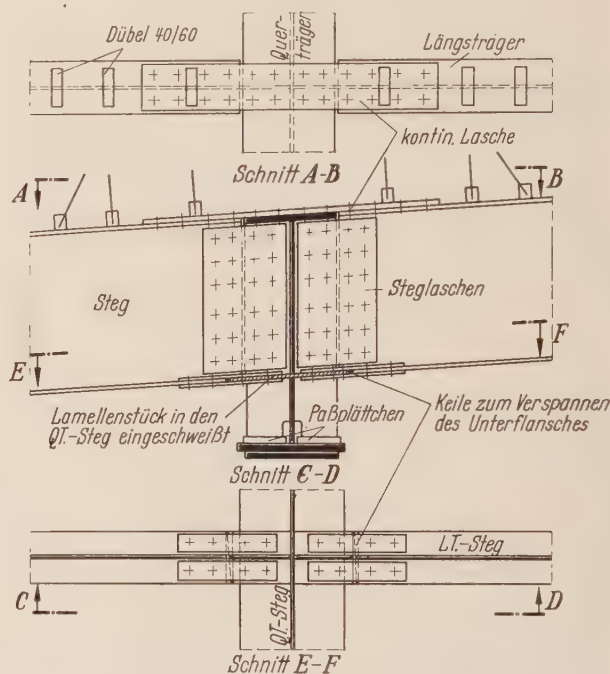


Abb. 11. Kontinuierliche Verbindung der Längsträger an den Querträgern.

Über die ganze Länge der Bogenbrücke liegen drei kontinuierliche Längsträgerstränge im gegenseitigen Abstand von 4,7 m versenkt zwischen den Querträgern (Abb. 11). Die Durchlaufwirkung über die Querträger ist im oberen Flansch durch Kontinuitätslaschen erreicht, der Unterflansch wird nach dem Ausrichten der Fahrbahn bei Montage gegen ein in den Querträgersteg eingeschweißtes Lamellenstück durch Keile verspannt und nachher leicht verlascht, so daß in Verbindung mit der zusätzlichen Druckwirkung durch die Fahrbahnplatte bei allen extremen Laststellungen und Verformungen Kontakt im Längsträgerunterflansch gesichert ist.

Hängestangen

Besonderes Augenmerk wurde den Hängestangen gewidmet. Einerseits mußte den ästhetischen Belangen und der Forderung nach freier Sicht Genüge getan werden, andererseits war bei der konstruktiven Durchbildung das Phänomen der erzwungenen Schwingungen durch Ablösen der Windwirbel zur Verhinderung von Ermüdungsbrüchen zu berücksichtigen. Gewählt wurden je Aufhängung 4 Rundstangen ϕ 50 mm in der Stahlqualität St 34.12 „Sondergüte“. Die beiden Enden der Stangen sind mit Augen ver-

sehen, die beim oberen Anschluß in ein Lagerstück eingehängt, im unteren Anschluß in einer durch die Querträgerflansche geführten Gabel, deren Gewinde eine Höhenjustierung der Fahrbahn zuläßt, gelagert sind (Abb. 12, Tafel 2). Damit wird die Fahrbahn gegenüber dem Bogen zwangsfrei beweglich, was für die Beanspruchung besonders der kurzen Hängestangen von Bedeutung ist. Diese von Prof. Dr. techn. A. Selberg vorgeschlagene Ausbildung der Hängestangen mit schlanken Rundeisen und allseitig beweglichen Gelenken an beiden Enden ist ein durch langjährige Erfahrung entwickelter Hängestangentyp, welcher bei den meisten der leichten norwegischen Hängebrücken Anwendung gefunden hat.

Fahrbahnstützen

Die bis 17 m langen Stützen im aufgeständerten Teil der Fahrbahn sind entsprechend Abb. 5 dünnwandige, luftdicht geschweißte und durch Querschotte ausgesteifte Kastenprofile. Im Fußpunkt stehen sie zur Sicherung einer freien Drehbarkeit in Brückenlängsrichtung auf Linienkipplagern auf den ausgefügelten Knotenblechen des Bogens. Oben sind sie mit Ausnahme der Stütze 7' der Ostseite biegesteif mit den Querträgern zur Stabilisierung der freistehenden Trägerenden verbunden. Die Säulen 3 und 3' sind lang genug und Säule 7 liegt so nahe dem Punkt 12 (Längsfesthaltung der Fahrbahn zum Bogen), um keine nennenswerten Zwangskräfte bei den auftretenden gegenseitigen Längsverschiebungen von Bogen und Fahrbahn hervorzurufen. Säule 7' jedoch erhält wegen ihrer Kürze eine nicht zu vernachlässigende Schrägstellung und wurde daher auch mit einem oberen Linienkipplager als Pendelstütze ausgebildet. Um dem Kippen dieses Querträgers zu begegnen, sind die Trägerenden bis zu den äußeren Längsträgern torsionssteif. In Abb. 6 ist die Anordnung der Stütze 3 gezeigt.

Fahrbahndilatationen

Wegen ihrer preisgünstigen Ausbildung erwähnenswert erscheinen die in Abb. 13, Tafel 2 dargestellten Dilationsanordnungen an den Fahrbahnenden im Übergang zu den Rampenstrecken, welche infolge der langen fugenlosen Fahrbahnfelder und der Flexibilität der Bogenkonstruktion eine Bewegung von ± 15 cm erfahren. (Dies entspricht dem zu erwartenden Wert der auftretenden Bewegung; die absolut größte Verschiebung bei Berücksichtigung aller maximalen Einflüsse gleichzeitig errechnet sich zu ± 25 cm.) An den einander gegenüberliegenden Stirnflächen der Fahrbahnplatte sind kräftige lotrechte Bleche verankert, die in 20 cm Abstand festgeschweißte Rippen tragen. Die Rippen beider Seiten greifen, gegenseitig versetzt, in Normalstellung ineinander und bilden den Tragrost für das darüberliegende geriffelte, 12 mm starke Deckblech, das leicht nach oben gekrümmt angearbeitet ist und mit einigen über die Länge verteilten kräftigen Federn elastisch auf die Rippen gespannt wird, um ein sattes Aufliegen des Bleches zu erreichen und damit Geräuschbildung beim Passieren von Fahrzeugen auszuschalten. Die Befestigung des Deckbleches am Plattenende des Bogenfaches erfolgt mittels enggesetzter Messingschrauben. Im Bereich der Gehsteige wird ein einfaches Schleppblech verwendet.

2. Die statische Berechnung
Angreifende Kräfte

Da die norwegischen Belastungsvorschriften und die Stahlnormen zur Zeit in Umarbeitung begriffen sind, wurden die bestehenden Vorschriften und Normen auf Einstel-

lung der öffentlichen Kontrolle von Prof. Dr. techn. A. Selberg, Technische Hochschule Trondheim, auf die zu erwartenden Normwerte abgeändert bzw. auf Bestimmungen anderer Länder Bezug genommen.

Der Berechnung der Betonplatte und der Stahlkonstruktion wurden zugrunde gelegt:

1. Die Verkehrsbelastung der vierspurigen Fahrbahn nach Abb. 14 entsprechend den Regellasten I/1947 des norwegischen Wegwesens mit 20 % erhöhten Achsdrücken. Die Spurbreite beträgt für die Berechnung der Hauptträger $b = 3,25$ m, für die Berechnung der Fahrbahnkonstruktion sowie Säulen und Hängestangen werden die vier Spuren mit der Breite $b = 2,50$ m in ungünstigster Stellung über die Brückenbreite von 13 m aufgestellt. Der Stoßkoeffizient ist in Abhängigkeit der Einflußstreckenlänge L mit $\varphi = \frac{600}{10 + L}$ (‰) angesetzt und gilt für Gleich- und Achslasten. Der schwere Transportwagen fährt als extraordinary Belastung in Brückenmitte ohne Stoßzuschlag.

2. Eine Schneebelastung von 100 kg/m² über die ganze Fahrbahnfläche.

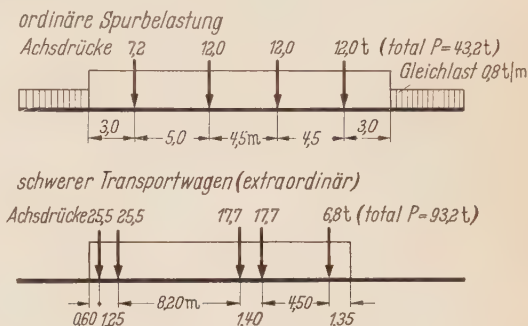


Abb. 14. Verkehrsbelastung.

3. Die bezogene Windbelastung mit 250 kg/m² für die unbelastete, 150 kg/m² für die belastete Brücke mit 2,5 m hohem Verkehrsband bzw. für den Montagezustand. Zur Bestimmung der Kippsicherheit wurde neben diesen statischen Belastungen noch eine alternative dynamische Windbelastung angesetzt.

4. Weiter wirken Bremskräfte, Temperaturvariationen, bleibende und elastische Fundamentverschiebungen sowie Schwindkräfte der Betonfahrbahnplatte.

Zulässige Spannungen

Die zulässigen Beanspruchungen der verwendeten Stahlsorten sind in Tabelle 1 angegeben.

Die ordinäre Belastung (Hauptkräfte) umfaßt neben Eigengewicht die Punkte 1 und 2 bzw. für nur durch Windkräfte belastete Teile Punkt 3; der extraordinary Be-

Tabelle 1

Konstruktionsteil	Stahl-Material	Geltende Vorschriften	Zulässige Spannungen			
			Beanspruchung	Zug Druck Biegung	Schub	Berührungsdruck nach Hertz
				kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
Bogengurte mit Knotenblechen	St 52	DB 918 156	ordinär	2000	1150	9000
			extraord.	2400	1385	10800
Rahmen, Verbände Fahrbahnkonstr.	St 44	SIS 141 411 Schwedischer Standard	ordinär	1600	920	7200
			extraord.	1900	1100	8600
Fahrbahnwindverb. Geländer, Dilatat.	St 37,12	DIN 1612 DIN 1621	ordinär	1300	750	
			extraord.	1560	900	
Hängestangen	St 34,12 Sondergüte	DIN 1612	ordinär	1250	720	
			extraord.	1500	865	
Bogenlager	GS 52	DIN 1681	ordinär	2000	1150	7200
			extraord.	2400	1385	8600

lastungsfall (Haupt- und Zusatzkräfte) ist die Kombination aller vorkommenden Einwirkungen.

Die Betonfahrbahnplatte ist mit einer Würfeldruckfestigkeit $W_{b,28} = 290 \text{ kg/cm}^2$ ausgeführt; die tatsächlich erreichte Druckfestigkeit lag bei etwa 430 kg/cm^2 . Als Bewehrung wurde Kamstahl (Betonrippenstahl) mit einer Fließgrenze von 4000 kg/cm^2 verwendet. Die zulässige Spannung für Biegedruck im Beton ist 84 kg/cm^2 , für Zug im Bewehrungsstahl 1900 kg/cm^2 . Diese Spannungen gelten für Eigengewicht, vertikale Verkehrslast inkl. Stoßzuschlag und Schnee. Wird die Windbelastung mitgerechnet, sind 20 % höhere Spannungen zugelassen.

Einzelheiten der Berechnung

In einem gleichzeitig erscheinenden Sonderheft über die Stahlkonstruktionen der Fredrikstadbrücke finden folgende spezielle Berechnungsprobleme eingehendere Behandlung:

Verbundkonstruktion der Fahrbahn (Vorteile der Verbundkonstruktion)

Die Betonfahrbahnplatte

Hängestangen (unter Berücksichtigung der Schwingungsprobleme unter Windanströmung)

Portalrahmen (Einfluß der Formänderung des Rahmens unter Windlast)

Knickstabilität des Bogens (Bestimmung der Knicksicherheit sowie Zusatzkräfte infolge Verformung des Systems)

Probleme der Windberechnung (Erläuterung der angesetzten Windkräfte)

Kippsicherheit der Konstruktion (Untersuchung der Kippstabilität unter Zugrundelegung einer aerodynamischen Windbelastung)

Spannungsmessungen (Stabkraftmessungen an der Konstruktion im Bauzustand und an der fertigen Brücke).

3. Werkstattarbeiten

Die Anarbeitung der Konstruktionsteile erfolgte in der Zeit von Februar bis September 1956 im Werk des ausführenden Unternehmens, der Stahlbau Eggers & Friedrich Kehrhaan G.m.b.H. in Hamburg.

Die Abnahme des Stahlmaterials in den Walzwerken oblag Vertretern der Fa. „Norske Veritas“, Oslo, entsprechend den festgesetzten Lieferbedingungen. Für Stahl St 52 galten die Vorschriften der Deutschen Bundesbahn (DB), für die Stahlqualitäten GS 52, St 34 und St 37 die DIN-Bestimmungen; Stahl St 44 wurde nach den schwedischen Standardbedingungen SIS abgenommen.

Außer den entsprechend Normvorschrift obligatorischen Abnahmeprobe waren für eine kleinere, hochbeanspruchte Stahlpartie St 44 Kerbschlagproben mit einer garantierten Schlagarbeit von $3,0 \text{ kgm/cm}^2$ bei -20° C , sowie bei 0° C mit künstlich gealtertem Material (nach 20 % Streckung einstündige Erwärmung auf 250° C) gefordert und für den restlichen Teil St 52 und St 44 „Kerbschlagstudienproben“ mit angestrebter Schlagarbeit von $3,5 \text{ kgm/cm}^2$ bei 0° C vorgesehen. Der Grund für diese verschärften Abnahmebedingungen war die Sicherung vor Sprödbrüchen bei den an der Einbaustelle zu erwartenden tiefen Temperaturen.

Der Zusammenbau der Profile in der Werkstatt erfolgte unter vorhergehender Festlegung der Schweißfolge zur Verminderung von Schweißspannungen und Begrenzung der Richtarbeiten. Alle Stumpfnahte der Bogengurte, Rahmenkonstruktionen und Fahrbahnquerträger wurden mit der werkseigenen Anlage des Unternehmens geröntgt (insgesamt über 1600 Filme). Die Prüfung wichtiger Kehlnahte, vornehmlich in den Portalrahmen und Fahrbahnquerträgern, erfolgte mittels magnetischer Durchflutung und Ultraschall.

Die Bogenträger wurden laufend mit der Anarbeitung ausgelegt, vermessen und die Bogenstöße bzw. Anschlüsse der Ausfachung nach Zusammenpassen der plangefrästen Gurtkontaktflächen auf vollen Lochdurchmesser aufgerieben. Alle Nietverbindungen der Bogenwindverbände und der Fahrbahnkonstruktion waren wegen erforderlicher Justierungsmöglichkeit bei Montage mit kleinerem Lochdurchmesser vorgebohrt.

Die Lage der Brücke in Küstennähe erforderte einen sorgfältigen Schutz der Stahlteile gegen Korrosion; der gründlichen Reinigung durch Sandstrahlen folgte unmittelbar und spätestens am gleichen Tage die Aufbringung eines Grundanstriches aus Bleimennige auf Leinölbasis mit Pinsel.

4. Die Montage der Bogenkonstruktion

Es stand mit der Wahl eines Stahlbogens für die Stromöffnung außer Zweifel, daß die Montage im freien Vorbau die beste Lösung mit dem Vorteil kurzer Montagezeit darstellte. Die Planung der Montagearbeiten erfolgte durch die ausführende Firma in enger Zusammenarbeit mit den beratenden Ingenieuren.

Das Prinzip der Montage geht aus den Skizzen der Abb. 15 hervor, die einzelne Phasen wiedergeben.

Von beiden Verankerungen auf West- und Ostseite liefen Stahlseile über Abspannportale, die auf den Rampenendstützen standen, zur Konstruktion und hielten die ausragenden Bogenstücke.

Zur Abspannung dienten Spiralseile mit 45 und 55 mm Durchmesser (61 Drähte à 5 bzw. 6 mm) mit der rechnerischen Bruchlast von 173 bzw. 250 t. Die kleinste Bruchsicherheit der Seile lag bei 2,6. Dem Baufortschritt folgend wurden die Abspannseile nacheinander in den Knotenpunkten 3, 7, 11 und 17 bzw. den symmetrischen Punkten der Ostseite befestigt. Um das Montagesystem statisch bestimmt zu halten, waren die Bogenscheiben jeweils nur in einem Knotenpunkt abgespannt, d. h. die Seile des vorhergehenden Stadiums wurden nach Entlastung ausgebaut und konnten nach Verlängerung durch Breitflachstähe bei einem späteren Stadium wieder Verwendung finden. Zur Vereinfachung des Umspannens und um statisch klarere Verhältnisse in den Anschlüssen an den Abspannportalen zu haben, unterbrach man für die ersten drei Montagestadien alle Kabel an den Abspannportalen; je Hauptträger waren zwei Kabel eingebaut, auf der Ostseite wegen der steileren Führung der Abspannung vom Portal zur Verankerung zusätzlich ein drittes. Das letzte Abspannstadium mit Seilanschlag in Punkt 17 erhielt vier Seile je Hauptträger (bzw. auf der Ostseite fünf von Abspannportal zur Verankerung), zwei davon liefen ungestoßen über das Portal und waren dort festgeklemt.

Alle am Portal unterbrochenen Seile ließen sich bei ihrem Anschlagpunkt am Bogen und bei der Verankerung in ihrer Länge regulieren. Die Anordnung an den Verankerungen erlaubte die Regulierung der Bogenlage während des Vorbaues — der Spannungsbetrag infolge Seildehnung und Verformung der Konstruktion etwa 120 cm, und bei Bogenschluß konnten die ausragenden Hälften im Scheitel durch Nachlassen der Seile zusammengeführt werden. Das Prinzip dieser Spannanordnung für ein Seil zeigt Abb. 16. Zwei Querbarren werden mittels eingesetzter Pressen gegeneinander verschoben und durch Nachziehen der Muttern I an den zwei Spindeln in der neuen Stellung fixiert.

Die Regulierung erfolgte schrittweise durch Bewegung jeweils nur eines Seiles je Verankerung. Die Kontrolle der Seilspannungen konnte einfach und genau durch Schwingungsmessungen an den erregten Seilen durchgeführt werden. Mit der Beziehung für die Schwingungszahl des Seiles $n = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{S}{m}}$ (S = Seilkraft, m = Masse des Seiles pro lfm, L = Seillänge) kann man nach Messung der Frequenz n die Seilkraft $S = 4 \cdot m \cdot n^2 \cdot L^2$ errechnen. Die teilweise Einspannung der Seile an ihren Enden wurde dabei durch eine Reduktion der Seillänge berücksichtigt. Da die Seilfrequenzen sehr niedrig lagen, ließen sich die Schwingungen ohne Schwierigkeit mit einer Stoppuhr messen. Eine gute Probe für die Genauigkeit der Ergebnisse war die Forderung nach Gleichgewicht der Horizontalkomponenten der Seilkräfte am Abspannportal. Weiter zeigten einige zusätzlich vorgenommene Dehnungsmessungen an den Spindeln der Verankerung gute Übereinstimmung.

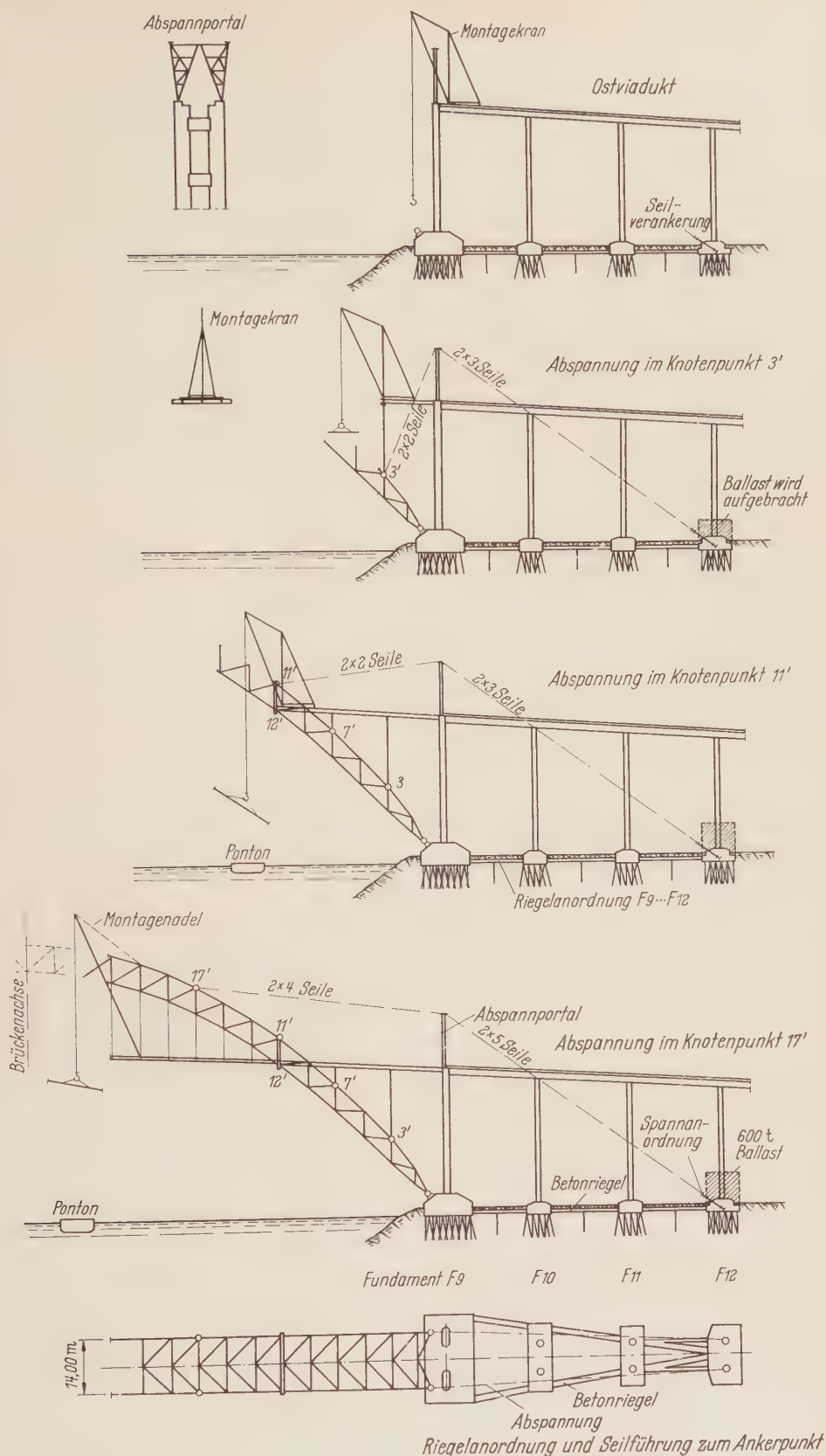


Abb. 15. Einzelne Stadien des Freivorbaues auf der Ostseite.

Die Spannanordnungen in den Anschlagspunkten am Bogen dienten nur dem Ein- und Ausbau der Seile (s. auch Abb. 19).

Wichtig für die Sicherheit des Bauwerks während der Montage war eine ausreichende Verankerung der Abspannung, die je Brückenseite Zugkräfte bis zu 1000 t aufzunehmen hatte. Die vorerwähnten Spindelpaare endeten in Kopfstücken, die über eine gemeinsame Achse drehbar

(wegen des veränderlichen Seildurchhanges) mit den Ankerstäben aus Flachblechen verbunden waren. Auf der Westseite enden die Flachbleche beider Abspannungen in einem 20 m langen massiven Betonquerträger bei Rampenpfeiler 3 in einer 5 m tiefen Aussprengung im anstehenden Fels. Bei der Berechnung wurde nur die Wirkung des passiven Erddruckes mit einem Reibungswinkel für groben Schotter (und alternativ Sand) berücksichtigt, da der Fels von zahlreichen

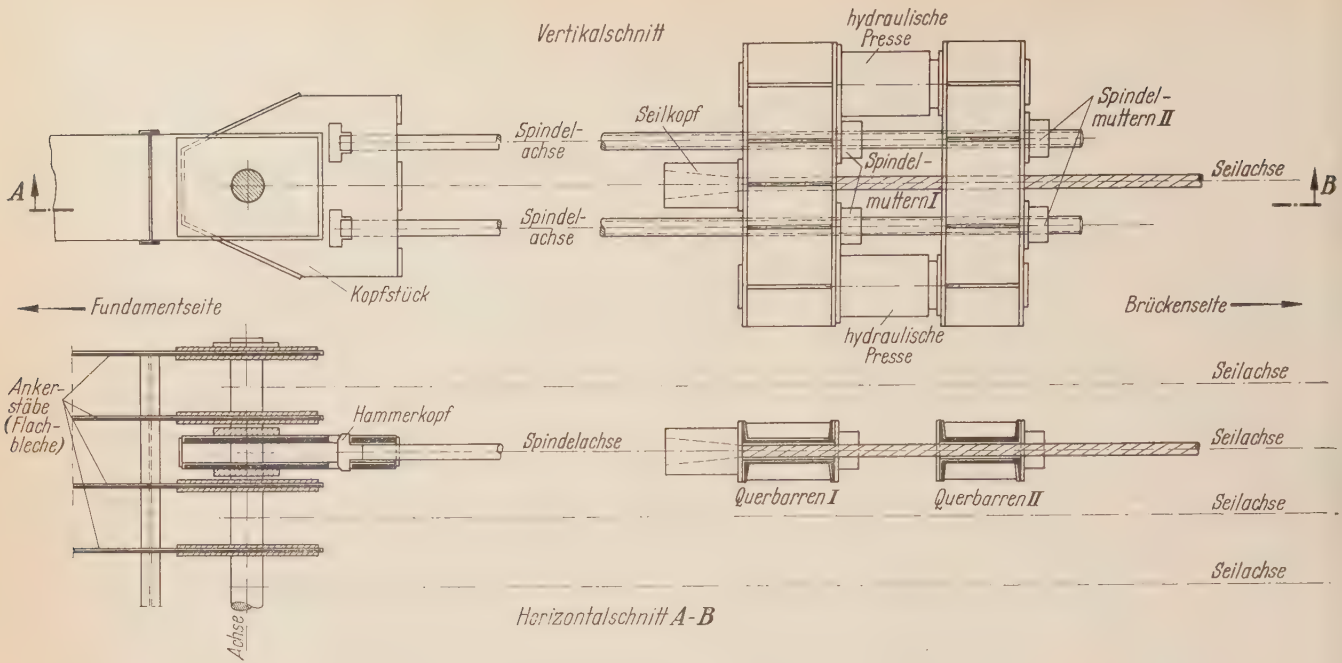


Abb. 16. Spannanordnung der Seile und anschließendes Ankerstück.

Sprünge durchzogen ist und daher die günstigere Annahme von kompaktem Fels zu unsicher war. Die Abb. 17 zeigt die Anordnung des Ankerträgers und die Zerlegung der Abspannzugkräfte im aufgezeichneten Kraftpolygon.

hielt damit die Horizontalkomponenten von Bogenlager- und Abspannungskräften in innerem Gleichgewicht; Fundament 12 wurde zur Sicherung gegen Abheben mit etwa 600 t Ballast versehen (s. Abb. 15). Im Zustand der ferti-

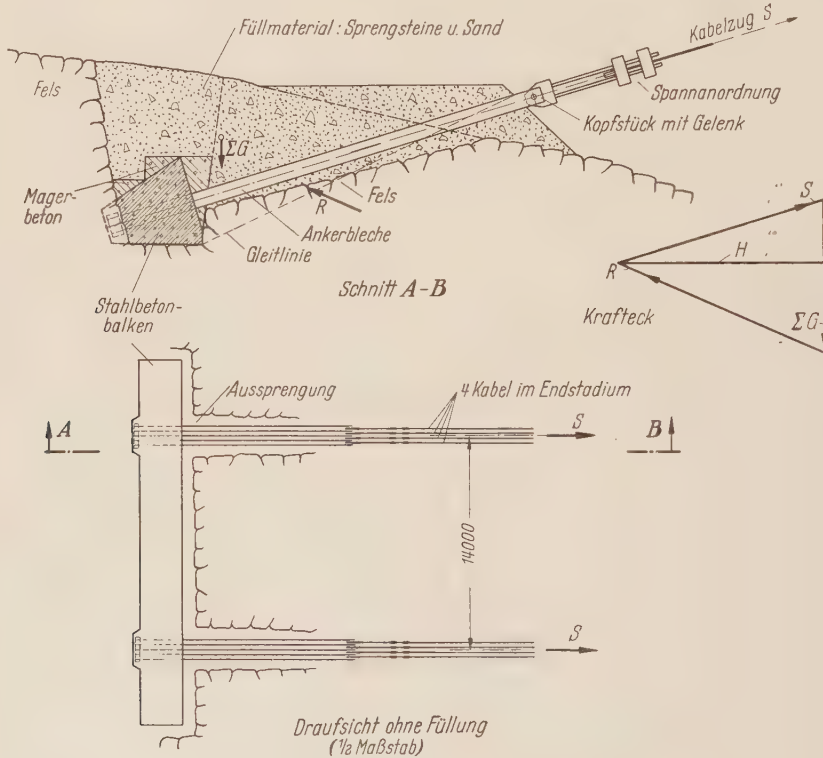


Abb. 17. Abspannverankerung auf der Westseite.

Wie man sieht, muß bei einer Verschiebung des Betonquerträgers der gesamte vor ihm liegende Gesteinskeil bewegt werden, was die Verankerung sehr wirksam macht. Die Sicherheit gegen Herausziehen des Ankerträgers lag mit dem angenommenen Reibungswert $\tan \varphi = \frac{2}{3}$ bei 2,60 und $\tan \varphi = \frac{1}{2}$ bei 2,20.

Am Ostufer wurden die Ankerstäbe im Fundament der Rampenstütze 12 einbetoniert. Hier verbindet eine Riegelanordnung aus Beton die auf Stahl- und Betonpfählen ruhenden Fundamente 9 (Bogenfundament) bis 12 und

gen Brücke dienen die erwähnten Betonriegel der Verteilung des Bogenschubes auf die vier Fundamente.

Die Konstruktionsteile kamen, dem Montagefortschritt folgend, mit Seeschiffen aus der Werkstatt in Hamburg, wurden am Kaigelände des Westufers dicht an der Baustelle zwischengelagert und von hier für den über dem Westufer liegenden Teil der Konstruktion mittels Transportwagen unter den Lasthaken des Vorbaukranes verfahren, für die über Wasser liegende Konstruktion auf Pontons umgeschlagen und unter die Einbaustelle geschwommen.

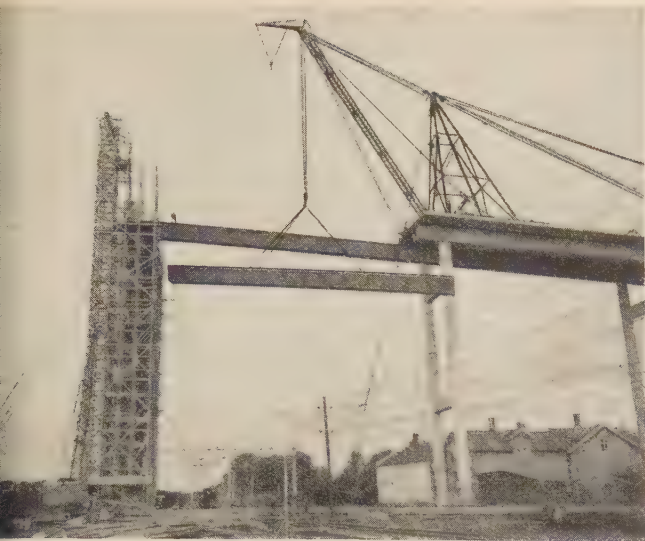


Abb. 18. Montage der Stahlträger des Seitenfaches.

Auf beiden Vorbauseiten kam je ein schwerer Derrick zum Einsatz (Tragkraft 25 t bei 20 m bzw. 10 t bei 30 m Ausladung), der auf der Fahrbahn der Rampenbauwerke mit Hilfskran montiert, auf der Ostseite erst das Abspannportal aufstellte und nach Montage der Hauptlager und des ersten Bogen- und Fahrbahnabschnittes durch das Portal auf den ersten Querträger vorgezogen wurde und im weiteren Vorbau bis zum Portalrahmen in Punkt 12' vorrückte.

Am Westufer hatte der Kran vorweg die erwähnten Stahlträger der Rampenbrücke einzubauen (s. Abb. 18) und konnte erst nach Fertigstellung der Betonplatte dieses Feldes zum Aufstellen des Abspannportales vorgezogen werden und baute sich dann wie auf der Ostseite zum Bogenpunkt 12 vor. An den Portalrahmen Pkt. 12 bzw. 12'



Abb. 19. Anschluß der Ankerseile am Rahmenpunkt 12.

wurden die Krane durch bis zu 34 m lange, zur Konstruktion rückverankerte Montagenadeln abgelöst, die, am Mittelträger der Fahrbahn schrittweise vorrückend, den Vorbau bis Bogenmitte durchführten. Die Abb. 20 und 21 zeigen verschiedene Stadien und Einzelheiten dieses Vorbaues. Die Bilder sind an Hand der gegebenen Erläuterung ohne weiteres verständlich.

Nach Erreichen der Bogenmitte wurden die Bogenhälften zunächst durch teilweises Nachlassen der Spannseile im Scheitelpunkt gegeneinander abgestützt und im weiteren die Bogenscheiben mit einer vorher festgelegten Kraftverteilung auf Ober- und Untergurt zum Zweigelenkbogen geschlossen, wobei in den Obergurt 62 %, in den Untergurt 38 % (68 t) der Scheitelkräfte infolge Stahleigengewicht eingeleitet wurden. Der Vorgang war einfach und ist in Abb. 22 aufgezeichnet: Die Abspannseile mußten unter Berücksichtigung der herrschenden Temperatur und der auf der Konstruktion befindlichen Montagelasten auf ein vorher berechnetes Maß entspannt werden, wobei der Bogen als Dreigelenkssystem mit dem provisorischen dritten Gelenk im Obergurtscheitelpunkt 29 wirkte. Es folgte dann der Einbau des Untergurtstabs 28—28' (s. Abb. 23), der nach Einsetzen von eingepaßten



Abb. 20. Freivorbau mit an den Punkten 12 bzw. 12' angeschlossenen Rückankerungen.

Futtern in den Stoßspalten bei 28 und 28' verlascht wurde (die Stoßspalten verkleinerten sich beim Nachlassen der Seile um je 32 mm auf 100 mm). Die Rückhalteseile konnten nunmehr nach vollständiger Entspannung ausgebaut



Abb. 21. Freivorbau. — Die Rückankerungen sind an den Punkten 17 und 17' angeschlossen; die Rückankerungen an den Punkten 12 und 12' sind entspannt.

werden. Laufende Bewegungs- und Spannungsmessungen überwachten den Ablauf dieser Phase.

Da der Bogenwindverband in der Werkstatt nicht ausgelegt werden konnte, war während des Vorbaues eine ständige Kontrolle der Bogenachse notwendig. Die Messungen mußten bei bedecktem Himmel durchgeführt wer-

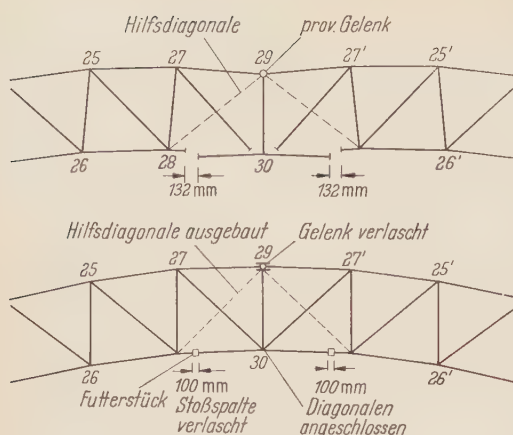


Abb. 22. Schließen des Bogens.

Oben: Zusammenführen des Bogens im Punkt 29 vor dem Nachlassen der Abspannung.

Unten: Schluß des Bogens im Untergurt durch Verlaschen der Untergurtstöße und vollständiges Entspannen der Seile.

den, weil direkte Sonnenbestrahlung die Ergebnisse stark beeinflusste. Die Bogenwindverbände unter der Fahrbahn wurden nach Vorbau bis zu den Portalen und erfolgter Achskontrolle aufgerieben und abgenietet; der Windverband im Mittelteil des Bogens von den Portalrahmen weg war wegen eventuell erforderlicher Achskorrektur bis zum Zusammenschluß des Bogens nur mit Schrauben und Dorne in den kleiner vorgebohrten Nietlöchern angeschlossen. Die zwei Bogenhälften konnten jedoch ohne Achsberichtigung im Scheitel zusammengeführt werden.

Die endgültigen Windverbandanschlüsse konnten dann vom Portal zur Bogenmitte fortschreitend abgenietet werden. Die Winddiagonalen im Scheitelpunkt wurden aber erst nach Aufbringen der Betonfahrbahnplatte geschlossen, um die Zwangskräfte dieser Kreuzstäbe nur auf die Verkehrslast zu beschränken.

Am 20. Dezember 1956 erfolgte durch Nachlassen der Seile erster Kontakt von Ost- und Westseite knapp 5 Monate nach dem Aufsetzen der ersten Bogenlagerstücke. Die gesamten Montagearbeiten waren Ende April 1957 mit der Räumung des Lagerplatzes abgeschlossen.

B. Die Stahlträger des 31-m-Viaduktfaches

Wie im Bericht einleitend erwähnt, ist im westlichen Rampenbauwerk das 31-m-Feld über das Bahngelände durch Stahlträger überbrückt, deren äußere Form den Betonbalken der Viadukte angepaßt ist. Die Trägeranordnung in diesem Feld zeigt die Übersicht Abb. 3.



Abb. 23. Einbau des Untergurtstabes 28—28' bei provisorisch geschlossenem Scheitelgelenk 29 (von rechts nach links ansteigend eine provisorische Diagonale).

Die beiden 28 m langen Stahlbalken sind an den anlaufenden Spannbetonträgern, welche zur Wahrung ihrer Kontinuität ca. 3 m über die Viaduktstütze 7 auskragen, mittels Federplatten aufgehängt und ruhen am östlichen Ende auf festen Lagern auf der Viaduktendstütze 8. Die Verbindung von Beton- und Stahlträger wirkt als Vertikalscharnier mit Horizontalverbindung durch die darüber durchlaufende Betonfahrbahnplatte und schließt nur die Übertragung von Vertikalmomenten aus; der Stahlträger wirkt damit als einfacher Balken. Die Betonplatte erhält im Scharnierpunkt zur leichteren Beherrschung der auftretenden Winkeländerungen eine Scheinfuge an der Unterseite, oben läuft sie fugenlos durch und ist zur Sicherung des Zusammenhanges mit über das Scharnier geführten Kabeln längs vorgespannt.

Die Kastenträger, entsprechend Abb. 24, Tafel 1, sind aus Blechen in Stahl St 52 geschweißt und haben Trapezquerschnitt; der untere die Stege verbindende Flansch ist im Maximalmomentenbereich durch zwei an der Oberseite aufgelegte Lamellen verstärkt, der Obergurt wird durch zwei über den Stegen liegende Flansche gebildet. Der dünnwandige Querschnitt ist sorgfältig durch längslaufende Rippen und in Abstand eingeschweißte leichte Querrahmen ausgesteift und erhält über dem Endauflager, sowie von der Federaufhängung etwas abgerückt, geschlossene Quer-

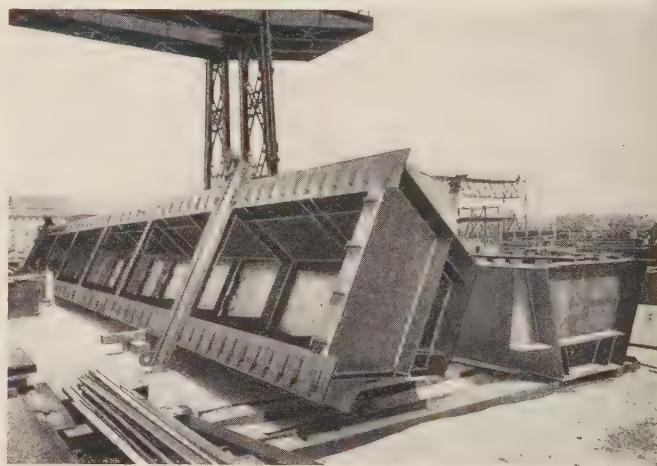
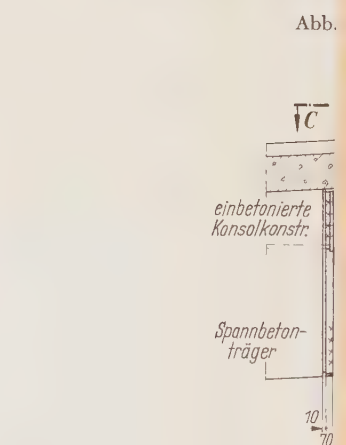
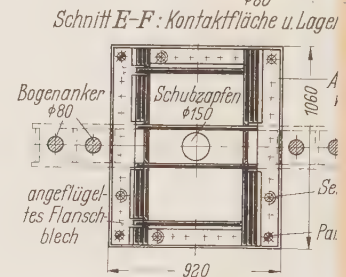
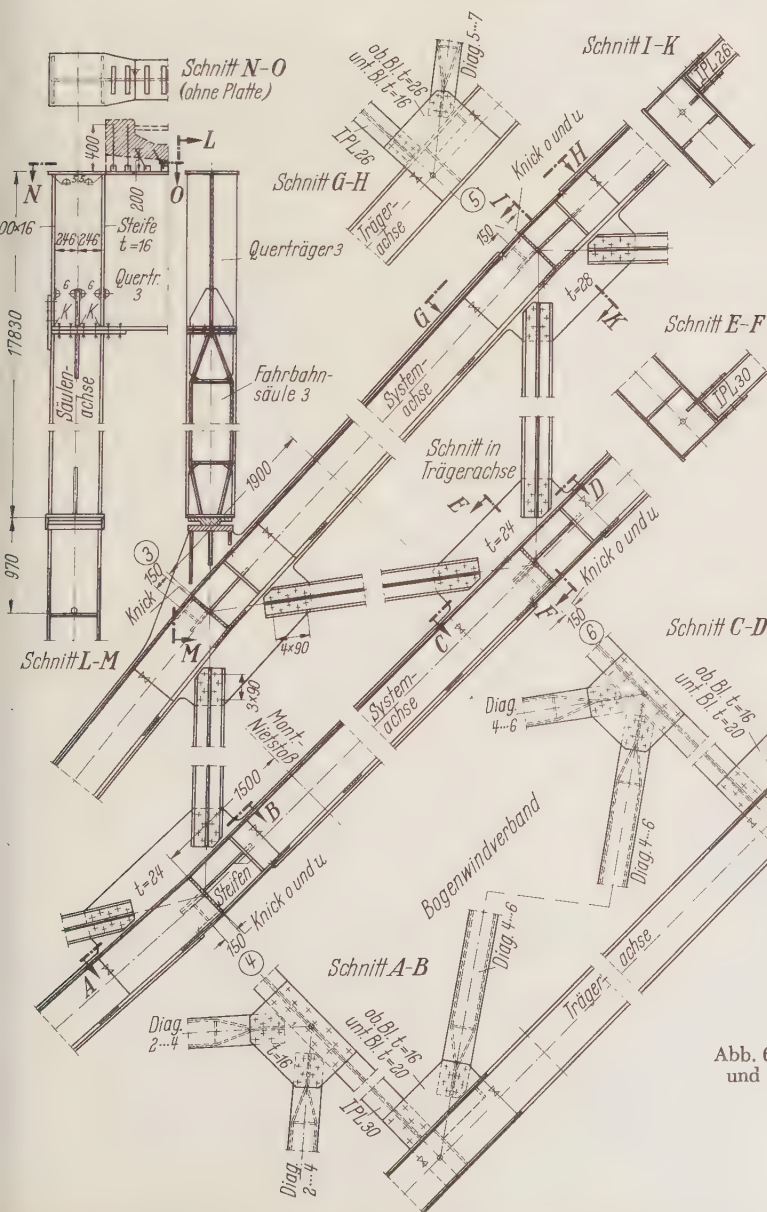
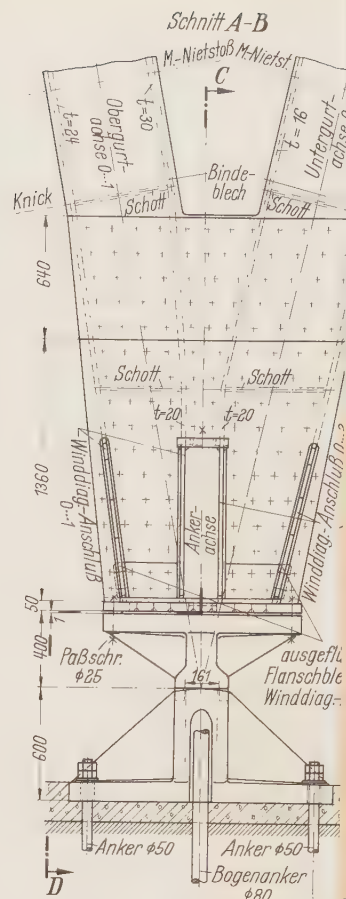
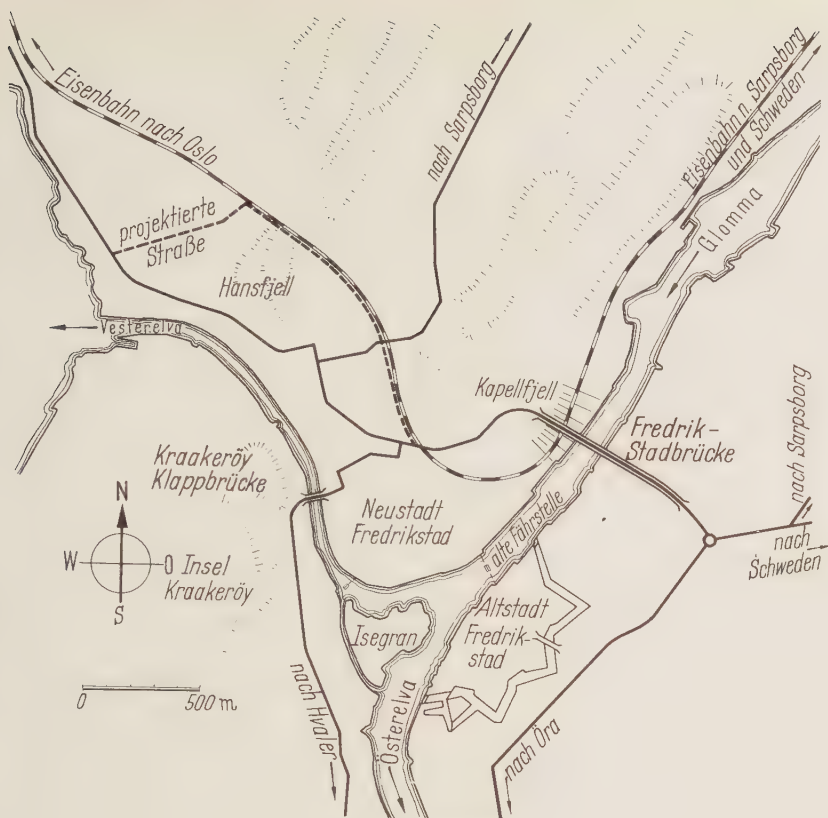
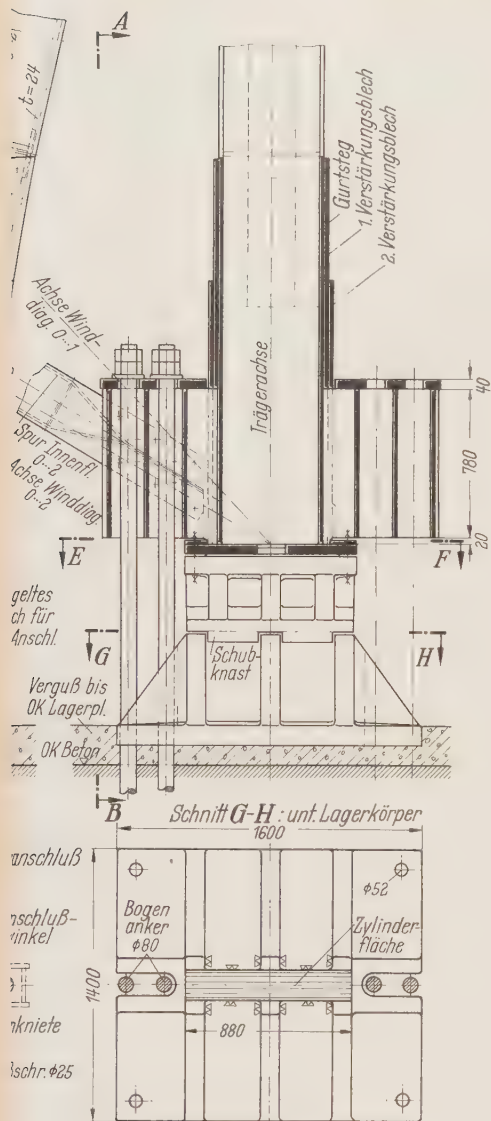


Abb. 25. Stahlträger des Viaduktfaches 7—8 in der Werkstatt.

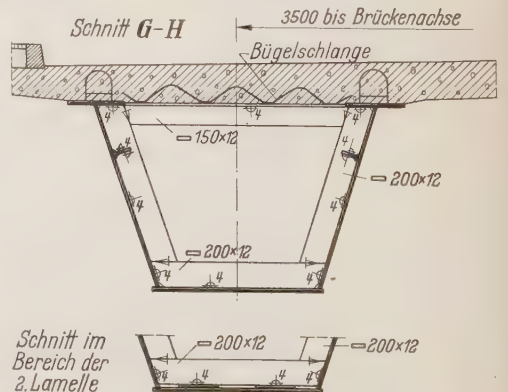
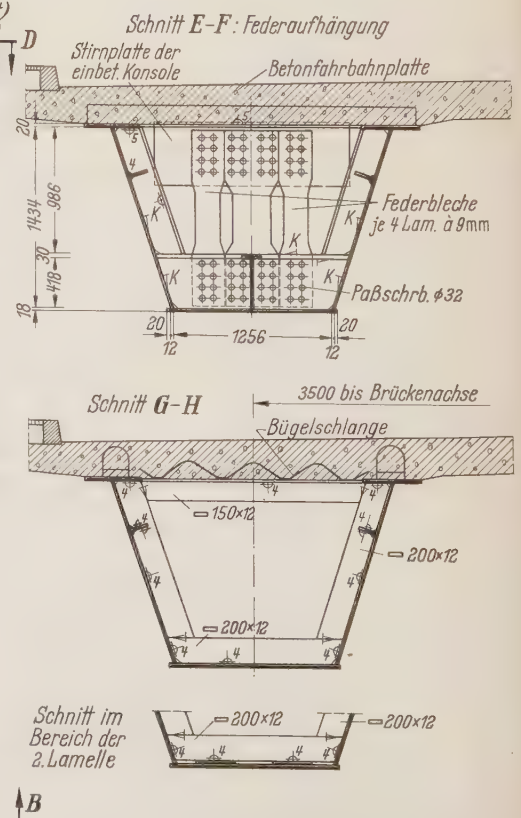
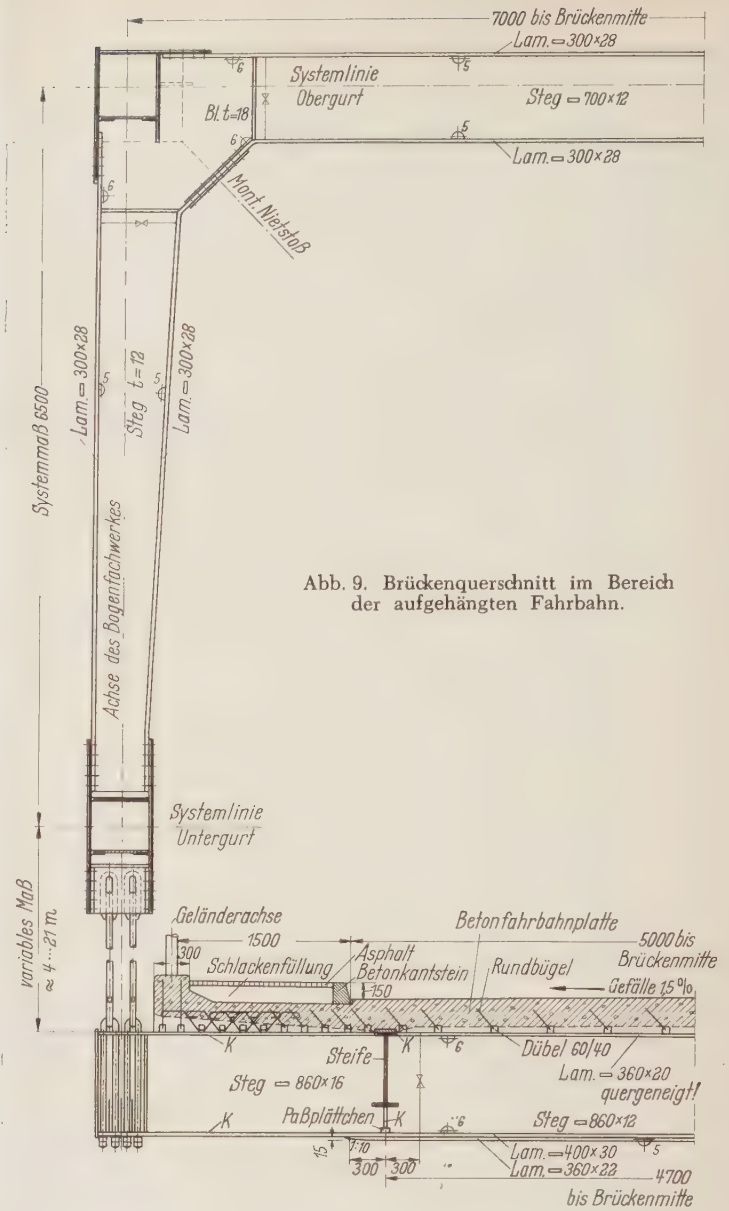
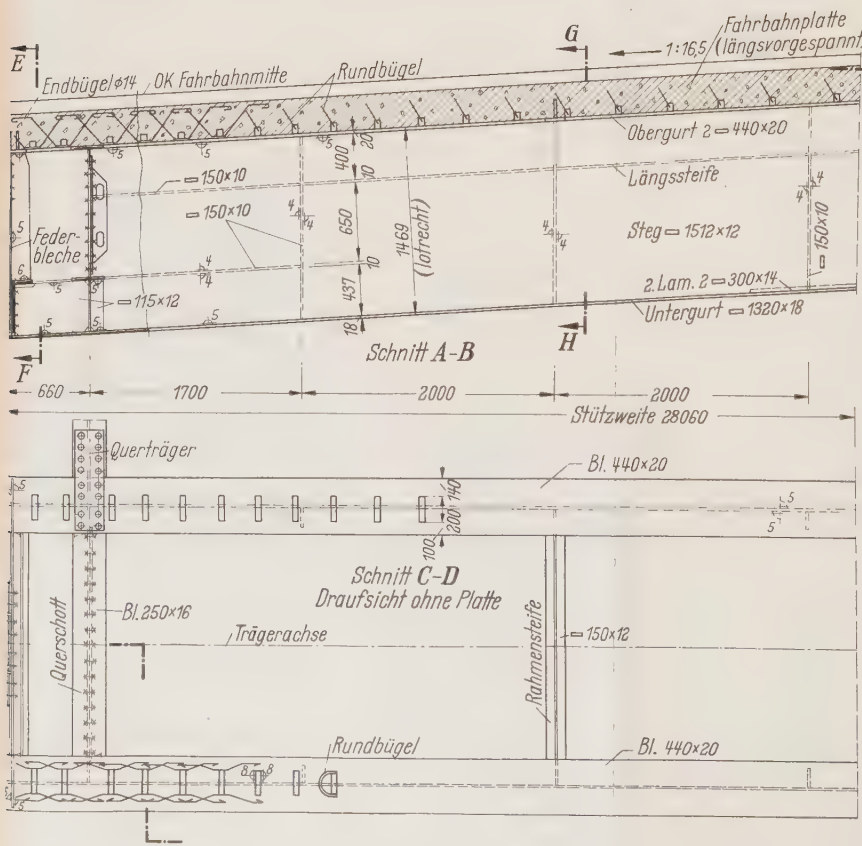
schotte; bei letzterem ist durch ein abnehmbares Blech Zugangsmöglichkeit zum Federgelenk geschaffen. In der Ebene dieser Schotte laufen zwischen den Kastenträgern geschweißte Querträger mit I-Profil. Die Betonfahrbahnplatte wirkt mit den Hauptträgern im Verbund und überführt die Schubkräfte infolge Verkehr, Vorspannung und Schwindwirkung mittels an den Oberflanschen festgeschweißter Dübel, welche in Ausbildung den Dübeln der Fahrbahnkonstruktion im Bogenfach entsprechen.

Das Federgelenk (ebenfalls in Abb. 24, Tafel 1 dargestellt) ist in 3 Lamellenbündel aufgelöst, um eine eventuell notwendige Auswechselung zu ermöglichen, und jedes Bündel besteht zur Begrenzung der Biegebeanspruchung aus 4 Stück 9 mm starken Blechen. Am Betonträger sind die Federbleche an der Stirnplatte einer einbetonierten Konsolkonstruktion mit Paßschrauben $\varnothing 32$ angeschlossen, am Stahlträger in einem niederen, zwischen die Stege und das untere Flanschblech geschweißten Querriegel mit dem gleichen Lochbild wie beim oberen Anschluß befestigt. Die Federbleche haben je Träger 80 t Eigengewicht und 63 t Verkehrslast zu übertragen; sie sind außerdem zur Überführung der Drillmomente der torsionssteifen Stahl- und Betonträger mit herangezogen und erhalten durch die gegenseitige Winkeldrehung der Träger Biegemomente.





7. Bogenlagerpunkt.



Die Träger wurden in voller Länge in Hamburg hergestellt (s. Abb. 25) und mit der Bahn auf Spezialwagen zum Bauplatz transportiert und zum Abstellgleise direkt unter der Einbaustelle verfahren. Die Montage beider Träger erfolgte in zwei etwa einundeinhalbstündigen Zugpausen mit dem im Abschnitt „Montage der Bogenkonstruktion“ genannten Auslegerkran, der auf der Fahrbahn über der Rampenstütze 7 aufgestellt war (s. Abb. 18).

C. Sonstige Konstruktionen und Arbeiten

Geländerkonstruktionen und Lichtmaste

Mit der Erhöhung der Verkehrsdichte und den steigenden Geschwindigkeiten wächst das Gefahrenmoment der Straße und macht ausreichende Vorkehrungen zur Erhöhung der Verkehrssicherheit notwendig. Bei Hochbrücken gelten diese vor allem dem Schutz der Fahrzeuge gegen Absturz, das heißt der Ausbildung einer widerstandsfähigen Geländerkonstruktion, die beim Anprall von Fahrzeugen standhält.

Es wurden daher — nachdem sich eine Reihe von schweren Unfällen ereignet hatte — in einigen Ländern Versuche unternommen, zweckmäßige Geländerformen zu finden.

Die Bewegungsenergie eines Kraftfahrzeuges ist ausreichend, auch schwere Geländer zu durchbrechen, wenn diese sehr steif sind und keine nennenswerten Verformungen im Augenblick des Versagens auftreten. Kann jedoch die Bewegungsenergie über einen längeren Weg abgebaut werden und wächst mit der Auslenkung die Intensität des Widerstandes, wird mit leichteren Konstruktionen eine größere Sicherheit gegen das Durchbrechen erreicht.

Bei der Ausbildung eines entsprechenden Geländers ist daher wesentlich, die Längsprofile zugfest über die gesamte Geländerslänge zu verbinden, um einen größeren Teil des Geländers zum Auffangen des Stoßes heranzuziehen. Mit zunehmender Auslenkung wächst die Zahl der mitwirkenden Geländerpfosten, die sowohl quer als auch längs der Geländerrichtung verbogen werden, und entsprechend erhöht sich die Rückhaltekraft der ausgebogenen Holme. Es ist wünschenswert, die Längsprofile in Stoßrichtung so auszubilden, daß sie bei Kollision mit dem Fahrzeug leicht ausbiegen und nur geringe Biegespannungen erhalten und damit ihr Vermögen, Zugkräfte aufzunehmen, gesteigert wird.

Eine Reihe von Versuchen mit den verschiedensten Geländertypen wurden vom schwedischen Straßen- und Wasserbauamt (Kungl. Väg- och Vattenbyggnadsstyrelsen) in den letzten Jahren durchgeführt [2], die sowohl der zweckmäßigen Verstärkung bestehender als auch der Ausbildung neuer Geländertypen dienen. Die Geländer wurden mit Hilfe älterer Fahrzeuge von einem Ablaufberg aus unter einem Winkel von 45° und senkrecht angefahren, wobei die Fahrzeuggeschwindigkeit vor (v_v) und nach dem Geländerbruch (v_n) gemessen, mit der Beziehung $v_{br} = \sqrt{v_v^2 - v_n^2}$ die Bruchgeschwindigkeit und die dabei auftretende Bewegungsenergie ergab. Die Versuche zeigten u. a., daß bei dem ursprünglichen Standardgeländer für reine Straßenbrücken (Gewicht 36 kg/m) durch zweckmäßigere Ausbildung und einer 40%igen Gewichtserhöhung auf 51 kg/m eine dreimal größere Sicherheit gegen Durchbrechen erreicht werden konnte. Der neue Vorschlag für Stadtbrücken zeigt ein schweres Geländer mit einem Gewicht von etwa 90–95 kg/m (einschl. enger Füllung von 34 kg/m), das 15 t schweren Fahrzeugen mit der Geschwindigkeit von 50 km/h unter einem Anlaufwinkel von 45° recht sicher standhalten dürfte.

Bei vorliegender Geländekonstruktion der Fredrikstadbrücke (Abb. 26, Tafel 2) wurde auf die angeführten schwe-

dischen Versuche Bezug genommen und eine den Stadtbrücken entsprechende Form mit enger Füllung gewählt. Die Handleiste ist aus wirtschaftlichen Gründen in Ausbildung mit einem U NP 12 leichter als die in Schweden nach den Versuchen empfohlene, welche mit einem Querschnitt von 40 cm^2 — aus Blechen geschweißt — wohl eine obere Grenze darstellt. Alle Längsprofile sind an den Bewegungsfugen des Geländers zugfest verbunden und die im Randbalken der Konsolplatte eingelassenen Geländerpfosten durch zusätzliche Armierung gegen Ausbrechen gesichert. Das Geländer wiegt 61 kg/m.

Die Beleuchtung der Fahrbahn besorgen abwechselnd rechts und links der Fahrbahn in ca. 23 m Abstand angebrachte Leuchtkörper auf 9 m hohen Lichtmasten entsprechend der in Abb. 4 gezeigten Anordnung. Die Leuchtkörper mußten mit Rücksicht auf den Schiffsverkehr blendfrei ausgebildet werden.

D. Materialaufwand und Baukosten

Das gesamte Stahlgewicht der tragenden Konstruktion des Bogenfaches beträgt 1073 t und verteilt sich nach Gewicht und Stahlqualität folgendermaßen auf die einzelnen Konstruktionsglieder (Tabelle 2):

Tabelle 2

Gurtkonstruktion	St. 52	432 t	40 %
Ausfachung, Rahmenkonstruktionen und Bogenwindgitter	St. 44	307 t	28 %
Fahrbahnkonstruktion inkl. Säulen und Lager	St. 44	242 t	24 %
Fahrbahnwindverband	St. 37	24 t	2 %
Hängestangen	St. 34	37 t	3 %
Bogenlager	GS 52	20 t	2 %
Bogenverankerung etc.		11 t	1 %
Insgesamt		1073 t	100 %

Der Materialaufwand für die Betonfahrbahnplatte des Bogenfaches belief sich auf 750 m^3 Beton und ca. 100 t Armierungsstahl KS 40 (Betonrippenstahl).

Die Stahlträger im Seitenfach 7–8 (Stahlqualität St. 52) haben ein Gesamtgewicht von 50 t.

Die Baukosten für das Bogenfach einschließlich Fahrbahnplatte, ausschließlich Fundierung, Geländer und Lichtanlage, betrugen rund 4,4 Mill. n.kr., d. h. rd. 2,6 Mill. DM.

E. Schlußbemerkung

Bauherr der Brückenanlage ist die Gemeinde Fredrikstad, repräsentiert durch ein Brückenkomitee, dem Direktor E. Anker vorstand.

Die Ausführung der Stahlkonstruktion für Bogen- und Seitenfach 7–8 lag in Händen der Firma Stahlbau Eggers und Friedrich Kehrhan G.m.b.H., Hamburg. Die Montage erfolgte in Zusammenarbeit mit der Firma „Fredrikstad Monteringskompagni og Støperi A/S“, Fredrikstad.

Projektierung und Bauleitung lagen in Händen der beratenden Ingenieure Chr. Ostenfeld & W. Jønson, Kopenhagen, und Ingenieur E. Strömme, Oslo.

Die öffentliche Kontrolle für Projekt und Ausführung führte Herr Prof. Dr. techn. A. Selberg, Technische Hochschule Trondheim, Norwegen.

Für architektonische Fragen wurden die Architekten G. Blakstad und H. Munthe-Kaas, Oslo, beigezogen.

Literatur

1. Karmsund Bru, herausgegeben vom norw. Straßendirektorat, Oslo 1955, sowie eine kurze Beschreibung in „Stahlbau“ 1957 Heft 5.
2. A. Rinkert: „Bärförmågan hos broräcken vid påkörning“, Väg- och vattenbyggnads, 2: 1955.

Die autogene Preßschweißung, ein neues Schweißverfahren für Betonstahl

Von Dipl.-Ing. W. Arnds und Dr.-Ing. J. Bonzel, Institut für Bauforschung, Aachen

DK 621.791.57 : 693.554

1. Grundbegriffe des Schweißens

Unter Schweißen versteht man die Verbindung zweier Teilstücke eines Werkstoffes, die einer Stoffeinheit möglichst nahekommen soll. Beim Stahl kann die Schweißung einmal durch Wärme und Druck, zum anderen durch Wärme mit oder ohne Zuführung eines Zusatzwerkstoffes erfolgen. Die nach der ersten Methode arbeitenden Verfahren sind allgemein als Preßschweißverfahren, die nach der zweiten Methode als Schmelzschweißverfahren bekannt.

Das Schmelzschweißen wird nach Sahling-Latzin [1] unterteilt in:

- Gasschweißen
- Lichtbogenschweißen
- Schutzgasschweißen
- Thermit-Schmelzschweißen.

Da sich die vorliegende Arbeit im wesentlichen mit der autogenen Preßschweißung befassen soll, wird auf diese Verfahren nicht weiter eingegangen.

Zu den Preßschweißverfahren gehören:

- Feuerschweißen
- Wassergasschweißen
- Widerstandsschweißen
- Thermit-Preßschweißen.

Die Preßschweißverfahren spielten für den Bauingenieur bisher bei weitem nicht die Rolle wie die vorher genannten Schmelzschweißverfahren, mit Ausnahme der elektrischen Widerstandsschweißung, die als Abbrennstumpfschweißverfahren im Stahlbetonbau schon seit längerer Zeit angewendet wird.

Vor einigen Jahren hat sich die autogene Preßschweißung als neues Preßschweißverfahren auf dem Gebiete der Metallschweißung durchgesetzt. Die autogene Preßschweißung stellt einen Verbindungsvorgang dar, der durch Temperatur- und Druckeinwirkungen zustande kommt. Die Wärmezufuhr erfolgt durch eine Azetylen-Sauerstoffflamme.

2. Geschichtlicher Werdegang der autogenen Preßschweißung

Die Versuche zur Entwicklung der autogenen Preßschweißung gehen unseres Wissens bis zum Jahre 1933 zurück.

Über Erfahrungen mit der autogenen Preßschweißung berichtete R. A. Lytle [2] im Jahre 1944. Lytle bezeichnete das autogene Preßschweißverfahren als ein neues, handelsübliches Verfahren unter kontrollierten Temperatur- und Druckbedingungen. Bei diesem Verfahren wurden ebene und saubere Oberflächen unter Druck in einer Größenordnung von 210 kg/cm² aufeinandergepreßt und unter Aufrechterhaltung dieses Druckes wurde das Metall in einer schmalen Zone beiderseits der Verbindungsstelle mittels eines vielflammigen Brenners auf eine gleichmäßige Temperatur von rd. 1200° C erhitzt. Bei dieser Temperatur wurden die sich berührenden Enden durch den Druck gestaucht und es entstand eine Schweißung von hoher Qualität. Lytle sagte weiter, daß dieses Verfahren für Stähle aller Klassen, einschließlich der rostfreien Stähle, und einer großen Zahl von Nichteisenmetallen und Legierungen erfolgreich angewendet wurde.

Im Jahre 1947 veröffentlichte A. L. Rustay [3] eine Arbeit über die Preßschweißung von rostfreiem Stahl. Die Preßschweißung — auch „Feste-Phase-Schweißung“ genannt — wurde als ein Verfahren zum Verbinden von Metallen unter Anwendung von Druck und Hitze ohne Benutzung der flüssigen Phase bezeichnet. Die zugeführte Wärme sollte die Diffusion und Rekristallisation ermöglichen, der aufgebrachte Druck sollte eine innige Berührung schaffen und Oxydhäute zerbrechen. Der Verfasser bezeichnete das Verfahren als besonders geeignet für die

Verschweißung von rostfreiem Stahl und von anderen schwer schweißbaren Werkstoffen, bei denen die sonstigen Verfahren zu großen Aufwand erforderten. Nach seinen Angaben konnten nur einfachere Querschnitte verschweißt werden, da bei komplizierteren die Erreichung gleichmäßiger Wärmezufuhr schwierig oder sogar unmöglich werden konnte, so daß teilweise Verbrennungen an der Oberfläche nicht zu vermeiden waren. Bei den durchgeführten Versuchen wurden die Werkstücke in normale Widerstandsschweißmaschinen eingespannt und ein Druck von 700 kg/cm² aufgebracht. Innerhalb von 54 Sekunden erfolgte mit Azetylenbrennern eine Erwärmung auf 1130° C. Bei weiterem Temperaturanstieg auf 1350° C an der Oberfläche und 1250° C im Innern des Werkstückes fiel der Druck infolge Stauchung ab. Nach Absinken des Druckes auf 180 kg/cm² wurden die Flammen abgestellt. Für die Güte der Schweißung erwies sich die Brennerverteilung und der Abstand der Brenner von der Oberfläche des zu verschweißenden Werkstoffes als sehr bedeutungsvoll. Bei zu großem Temperaturgradienten traten Abschlackungen an der Oberfläche auf, bevor das Innere teigig geworden war. Zu geringe Erwärmung soll sich durch schlechte Bindung wegen schwacher Rekristallisation bemerkbar gemacht haben.

Gemäß einem Bericht im „Welding Journal“ [4] aus dem Jahre 1949 wurde die Druckschweißung in den USA bis dahin hauptsächlich bei Stäben, Rohren usw. angewendet. Hierbei brachte man die beiden zu verschweißenden Werkstücke in die richtige Lage, erwärmte die Schweißzone mittels Sauerstoff-Azetylen-Flamme auf nahezu Schmelztemperatur und preßte die Werkstücke unter hohem Druck zusammen. Auch bei großer Schweißfläche ergaben sich hochwertige Schweißnähte.

„Schweißen und Schneiden“ [5] berichtete 1949 über Versuche, deren Ergebnisse ein Jahr vorher von H. R. Clauser [6] veröffentlicht worden sind. Bei diesen Versuchen handelt es sich um die offene Stumpfschweißung von Stahl. Das Verfahren war besonders für die Verbindung von Rohren, Stangen, Schienen und Blechen geeignet und sollte auch die Schweißung von Eisenmetallen gestatten, die durch andere Verfahren schwierig zu verbinden waren. Die zu verschweißenden Enden wurden durch mehrflammige Azetylen-Sauerstoff-Brenner bis zum Anschmelzen der Oberfläche erhitzt und anschließend durch Preßschweißung vereinigt. Die Schweißung wurde in normalen Widerstandsstumpfschweißmaschinen ausgeführt und unterschied sich von der elektrischen Widerstandsstumpfschweißung nur durch die Wärmequelle. Von der geschlossenen Gaspreßschweißung unterschied es sich angeblich dadurch, daß die Schweißung nicht im teigigen, sondern im flüssigen Zustand erfolgte. Es ergaben sich sehr geringe Schweißzeiten, die für Rundstahl ϕ 25 mm bei etwa 20 bis 30 Sekunden lagen. Auch die Verbindung verschieden dicker Querschnitte war möglich. Das Verfahren war für kohlenstoff- und niedrig legierte Stähle gut geeignet; Versuche wurden mit Dicken von 1 bis 100 mm durchgeführt, die alle gut verliefen.

A. S. Nussbaum beschrieb in „Materials and Methods“ [7] 1950 ein autogenes Preßschweißverfahren speziell für die Schweißung von Rohren bei Flugzeugfahrzeugen, für die eine hohe Qualität der Schweißung gefordert wurde. Das Schweißgerät bestand aus einer Presse, ausgerüstet mit Haltebacken, einem Azetylen-Brenner und einer Vorrichtung zur Kontrolle der Stauchung. Besonderer Wert wurde dabei auf eine ebene Oberfläche der Schweißenden gelegt. Die Güte der Schweißung wurde durch fünf Varianten, nämlich Druck, Hitzezufuhr, Stauchung, Temperatur und Schweißzeit bestimmt.

Nach Sauerbrei [8] ermöglichte die autogene Preßschweißung nach Renner — im Gegensatz zu den bis da-

in bekannten Autogen-Verfahren, bei denen ein Werkstückende nach Anschmelzen gegen das andere gepreßt wurde — die Vereinigung metallischer Werkstoffe zu einem homogenen Ganzen bei Temperaturbereichen unterhalb der Solidus-Linie, d. h. im nicht flüssigen Zustand.

Renner selbst hat über das von ihm in Deutschland maßgeblich bearbeitete Verfahren 1950 berichtet [9], wobei er einen Vordruck im kalten Zustand als ein besonderes Kriterium herausstellte.

A. G. Lotzenow und N. W. Brodowitsch [10] beschrieben 1952 ein kombiniertes Gas- und Preßschweißverfahren in der Metallschweißung. Bei zunächst aneinanderliegenden Stirnflächen wurden die zu verschweißenden Enden der Werkstücke mittels Ringbrenner erhitzt. Nach Erreichen einer dem Schmelzpunkt nahen Temperatur wurden die Stirnflächen etwas auseinandergezogen und bis zur Überschmelze angewärmt. Danach erfolgte das endgültige Zusammenpressen der beiden Stirnflächen. Beim Zusammenschieben der Enden blieben diese unter der Schutzwirkung der Flamme und ein leichtes Entfernen der Schlacke war möglich. Angeblich zeigte dieses Verfahren in der Praxis große Vorteile, die sich auf die Gasersparnis, auf die Vorbereitung und die gleichmäßigere Erwärmung der Stirnflächen auswirkten. An Probestücken war die Festigkeit der Verbindungsstellen gleich der des reinen Materials.

Ebenfalls 1952 berichteten T. A. Wladimirskij und K. W. Sjeljanow [11] über die autogene Preßschweißung von Werkstücken großer Querschnitte. Da im Waggonbau vorwiegend Werkstücke mit einem Querschnitt bis zu 4500 mm² geschweißt wurden, versah man im Zentralwissenschaftlichen Institut Moskau eine vorhandene Schweißmaschine mit einer pneumatischen Spannvorrichtung, die eine Schweißung von Werkstücken mit einer großen Querschnittsfläche ermöglichte. Bei gut ausgearbeitetem technologischem Vorgang konnte man angeblich mittels der autogenen Preßschweißung selbst Werkstücke mit einem Querschnitt bis zu 8000 mm² qualitativ gut schweißen.

1953 veröffentlichte die Zeitschrift „Verbesserer und Erfinder“ [12], Prag, Erfahrungen über eine mechanisierte Druckstumpfschweißung von Rohren. Es wurden Maschinen üblicher Art, ausgerüstet mit Ringbrennern, verwendet. Die sonstige Ausbildung der Maschinen richtete sich nach der besonderen Art des Werkstückes Rohr. Angabegemäß betrug die Zeit der Durchführung der eigentlichen Schweißung bei dünnwandigen Rohren mit kleineren Durchmessern etwa 30 Sekunden. Mit diesem Verfahren wurden Rohre aus Stahl mit niedrigem Kohlenstoffgehalt und aus legiertem Stahl ohne besondere Schwierigkeiten geschweißt.

Nach einem Bericht von A. S. Falkewitsch [13] u. a. aus dem Jahre 1953 ist in Rußland die Gaspreßschweißung auch an Rohren mit großen Durchmessern mit Erfolg angewendet worden. Es wurde besonders darauf hingewiesen, daß die Form der Schweißkante für ein gutes Eindringen der Flamme in den Luftspalt, für eine gleichmäßige Erwärmung der Rohrwand in ihrem ganzen Querschnitt und für eine minimale Gratbildung innerhalb der Rohrleitung von großer Bedeutung war. Die in der Nähe der Kanten liegenden Abschnitte mußten erwärmt und vor der Oxydation geschützt werden. Die optimalen Werte für die Abdrückungswinkel der Kanten und für die Stauchung hingen von der Wandstärke der Rohre ab. Die höchsten mechanischen Werte lagen bei einem Schweißdruck von 2,5 bis 3,5 kg/mm².

Gemäß „Mitteilungsblatt für Maschinenbau“ [14], Moskau, 1954, wurde das Gaspreßschweißverfahren mit großem Erfolg auch zur Ausbesserung von Schub- und Kolbenstangen für Lokomotiven herangezogen. Die so hergestellten Schweißungen wiesen vollkommen einheitliche und ausreichende mechanische Werte auf, und die Wechselwirkung der Schweißverbindungen kam der des Grundwerkstoffs fast gleich.

S. Storchhenn [15] u. a. haben 1954 in Amerika Versuche über die Gaspreßschweißung von Aluminium und Nickel durchgeführt. Die Versuche ergaben, daß die Zugfestigkeit der Schweißverbindungen bei gleichbleibender Temperatur mit dem Preßdruck anstieg und daß durch genügend hohen Preßdruck die Bildung spröder intermetallischer Verbindungen vermieden wurde.

In Westdeutschland wurde nach dem Kriege die Entwicklung für den praktischen Einsatz der autogenen Preßschweißung ebenfalls aufgenommen. Sie wurde zunächst nur auf die Schweißung von Fahrdrähten, dann versuchsweise auf die Schweißung von Rohr-, Schienen- und anderen Profilen und neuerdings auch auf die Schweißung von Betonstahl ausgedehnt.

3. Schweißen von Betonstahl

Gemäß DIN 1045 „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton“ [17], § 14, ist für die Stoßschweißung von Zugeinlagen mit runden oder anderen gedrunghenen Querschnitten, jedoch allein bei naturhartem Betonstahl, nicht aber bei den Sonderbetonstählen, nur das Verfahren der elektrischen Abbreinstumpf-Schweißung zugelassen. An der Stoßstelle darf der Querschnitt stumpfgeschweißter Zugeinlagen mit 80 % in Rechnung gestellt und eine höhere Ausnutzung des Querschnittes von der Baupolizei nur dann zugelassen werden, wenn die erforderliche Sicherheit vor dem Verlegen durch Versuche und ausreichende Nachprüfung der einzelnen Stöße gewährleistet ist [16, 17]. Hierbei muß neben der Prüfung der Festigkeit und neben dem Faltversuch auch die Güte der Schweißung beachtet werden. Nach dem Abarbeiten des Schweißbastes dürfen keine unverschweißten Stellen und keine Poren sichtbar werden. Bei Stabdicken über 50 mm ist die Sicherheit der Schweißverbindung unabhängig von der Höhe der Ausnutzung des Querschnittes stets nachzuweisen.

Für die Berechnung und Ausführung der Schweißung anderer Querschnitte, deren Stöße durch Lichtbogen- oder Gasschmelzschweißung hergestellt werden, sind die Vorschriften für geschweißte Stahlnochbauten, DIN 4100, maßgebend.

Gemäß § 27 der DIN 1045 dürfen Druckeinlagen an der Stoßstelle stumpfgeschweißt werden und die Querschnitte an der Stoßstelle stumpfgeschweißter Druckeinlagen voll in Rechnung gestellt werden.

Die Schweißung zwischen Hauptbewehrung und Verteilungsstäben ist für Bewehrungsmatten verschiedener Hersteller und für „bi“-Stahl auch bei kaltgereckten Sonderbetonstählen durch allgemeine baupolizeiliche Zulassung geregelt.

Seit einiger Zeit sind auch Bestrebungen im Gange, die eine Zulassung der elektrischen Abbreinstumpfschweißung von Torstahl (kaltgerechter Sonderbetonstahl III b) als Zugeinlagen zum Ziel haben. Inzwischen ist hierfür eine allgemein baupolizeiliche Zulassung ausgesprochen worden. Für die Schweißung sind jedoch die Zulassungsbedingungen zu beachten. Weitere Schweißversuche an Torstahl wurden mit dem Verfahren der elektrischen Lichtbogenschweißung durchgeführt. Die Versuchsergebnisse wurden unseres Wissens jedoch bisher noch nicht veröffentlicht.

Seit 1953 wurden von der „Befa“, Beratungsstelle für Autogentechnik, Entwicklungsarbeiten durchgeführt, um auch der autogenen Preßschweißung das Gebiet der Bewehrungsschweißens im Stahlbetonbau zu erschließen. 1955 wurde erstmalig über amtliche Versuchsergebnisse von autogen-preßgeschweißten Betonstählen berichtet.

4. Autogenes Preßschweißverfahren für Betonstahl

Unter autogener Preßschweißung von Betonstahl versteht man das Verbinden der Enden zweier werkstofflich gleicher (oder ähnlicher) Betonstähle unter Druck im durch Formbrenner erhitzten Zustand.

Als Ausgangszustand für die Verbindungsenden genügt im allgemeinen der baustellenübliche Säge- oder Scherenschnitt. Die zu verschweißenden Stabenden müssen jedoch frei von Rost, Öl und Verunreinigungen sein. Sie werden so in die Schweißmaschine eingelegt, daß die Stoßstelle sich in der Mitte zwischen den auseinandergezogenen Spannklötzen befindet. Die Stirnseiten der zu verbindenden Stabenden stoßen bei Beginn des Schweißvorgangs aneinander. Die Stabenden werden gegebenenfalls ausgerichtet. Die Flamme des autogenen Formbrenners wird so eingestellt, daß weder Azetylen- noch Sauerstoffüberschuß vorhanden ist. Eine ungleichmäßige Erwärmung der Stabenden muß durch eine Längs-, eine Quer- oder eine Längs- und Querverschiebung des Brenners während des Betriebes korrigiert werden. Der auf Grund der behinderten Wärmeausdehnung anfangs eintretende Druck läßt später mit der Erweichung des Werkstoffes nach. Abweichend von dem hier beschriebenen Verfahren standen bei den unter 4 beschriebenen Versuchen die zu verschweißenden Stabenden zu Beginn des Verbindungsvorgangs unter einem Vordruck von rd. 2 kg/mm^2 . Nach Einstellung dieses Vordruckes wurden die Stabenden durch einen pendelnden Formbrenner erhitzt. Bei Erreichen der benötigten Schweißtemperatur, die an einer leichten Oberflächenanschwitzung erkenntlich ist, wird bei brennender Flamme die eigentliche Stauchung durchgeführt. Der Stauchweg beträgt etwa $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{5}$ des Materialdurchmessers. Damit ist der Schweißvorgang beendet und der Brenner kann abgestellt werden.

Eine Nachbehandlung der Schweißstelle ist bei der autogenen Preßschweißung von Betonstählen im allgemeinen nicht erforderlich. Durch eine Normalisierung, die in der Maschine mit demselben Brenner nach Abkühlung bis unter 721°C durchgeführt werden kann, soll eine größere Zähigkeit der Schweißstelle erreichbar sein. Eine mechanische Nachbehandlung der Schweißstelle entfällt.

Eine Maschine zur Durchführung der autogenen Preßschweißung von Betonstählen besteht im allgemeinen aus der Spannvorrichtung
dem Brenneraggregat
der Staucheinrichtung (hydraulisch oder mechanisch)
den Regel- und Kontrolleinrichtungen
sowie dem Maschinenrahmen.

Die Spannvorrichtung dient zum Einspannen der Stähle und besteht im wesentlichen aus beweglichen Spannbacken. Die Brenner sind den zu verschweißenden Teilen je nach Größe angepaßt. Bei der Auswahl des zu benutzenden Brenners aus dem zur Maschine gehörigen Satz ist auf richtigen Abstand von Werkstück und Brenner zu achten. Das Stauchen kann mechanisch oder ölhdraulisch durchgeführt werden, beiden Arten gemeinsam sind ein beweglicher Stauchschlitten und ein festes Gegenlager. Als Regel- und Kontrolleinrichtungen werden Absperrventile für Gas und Sauerstoff sowie eine Druckanzeige für die Staucheinrichtung und gegebenenfalls ein Stauchweganzei-

ger benötigt. Der Maschinenrahmen kann aus Rohren oder Stahlprofilen bestehen.

Bei den vorliegenden Versuchen unter 5 wurden die in den Abb. 1 bis 3 dargestellten Maschinen zur Schweißung der Betonstähle verwendet. Diese Maschinen wurden von

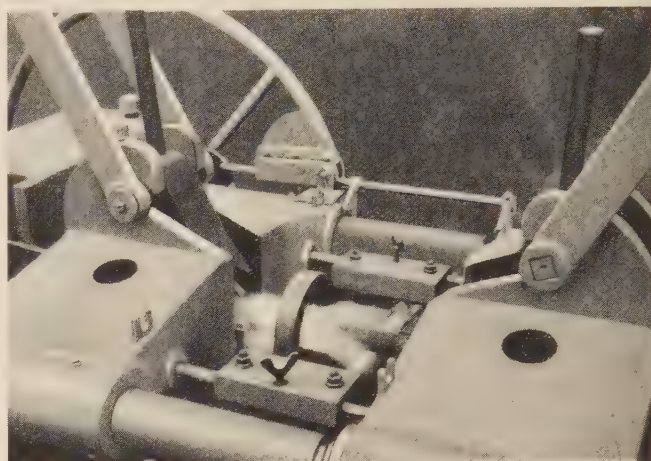


Abb. 2. Schweißmaschine B.

der Firma Linde, Höllriegelskreuth, entwickelt und hergestellt. Abb. 4 stellt eine für die Praxis vereinfachte und weiterentwickelte Ausführungsform der Maschine nach Abb. 3 dar.

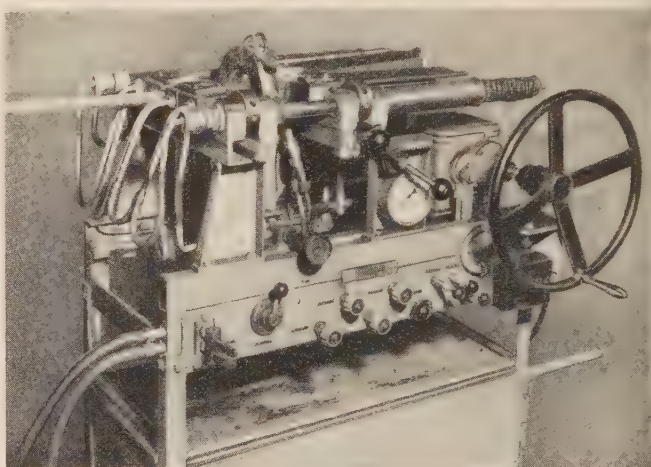


Abb. 3. Schweißmaschine C.

Zum Betrieb einer Preßschweißmaschine bzw. der Brenner kommt sowohl wegen der erforderlichen Höhe der Flammtemperatur als auch wegen der zum Stahlschweißen benötigten neutralen Zone nur die Azetylen-Sauerstoff-

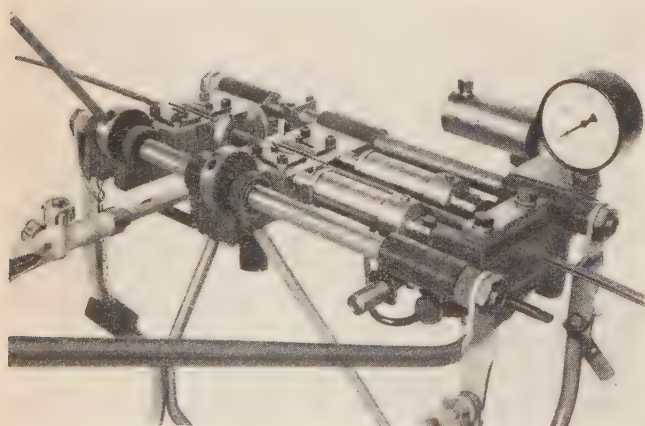


Abb. 1. Schweißmaschine A.

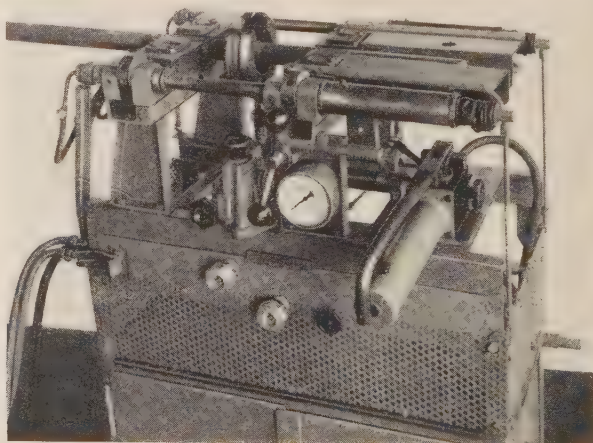


Abb. 4. Weiterentwickelte Schweißmaschine C.

flamme in Betracht. Die Versorgung kann sowohl ausschließlich aus Stahlflaschen für beide Gase als auch aus Sauerstoffflaschen und einem Azetylen-Entwickler erfolgen. In beiden Fällen ist der Anschlußwert des Brenners zu berücksichtigen. Nach der Acetylen- und Druckgasverordnung dürfen einer Azetylenflasche maximal 1000 l, einer Sauerstoffflasche maximal 12 000 l in der Stunde entnommen werden. Die für einen Entwickler maximale stündliche Entnahme ist auf dem Typenschild angegeben. Ein Überschreiten dieser Werte bei Flaschen ist durch Zusammenkuppeln mehrerer Flaschen zu vermeiden. Als Anschlußwerte sind die Angaben der Brennerlieferanten zugrunde zu legen.

Einen Anhalt für die Schweißdauer und den Gasverbrauch bei Schweißung von Betonstählen verschiedenen Durchmessers gibt eine von der „Befa“, Beratungsstelle für Autogentechnik, aufgestellte Tabelle, die hier als Tabelle 1 aufgeführt ist.

Tabelle 1: Schweißzeiten und Gasverbrauch bei der autogenen Preßschweißung von Betonstahl mit verschiedenen Durchmessern.

Betonstahl Durchmesser	Reine Schweißzeit	Gasverbrauch je Schweißung	
		Sauerstoff	Azetylen
	mm	l	l
a	b	c	d
12	15	7,8	7,0
16	18	9,8	8,8
19	27	16,5	14,7
22	33	26,8	24,0
32	100	94	86

5. Bisherige Untersuchungsergebnisse beim autogenen Preßschweißen von Betonstählen

Über die autogene Preßschweißung liegen zahlreiche Ergebnisse von amtlichen Versuchen vor, die im Auftrage der „Befa“, Beratungsstelle für Autogentechnik, in den Jahren 1954 und 1956 im Institut für Bauforschung der Technischen Hochschule Aachen durchgeführt wurden.

Betonstähle verschiedener Güteklassen (Betonstahl II a, III a und IV a gemäß DIN 1045) wurden mit diesem Verfahren stumpfgeschweißt und anschließend Zugversuchen nach DIN 50 146 und Biegeversuchen nach DIN 1045, § 14

bzw. nach den „Richtlinien für quergerippten Betonstahl“ (im folgenden kurz „RqB“ genannt) unterworfen. Die Stähle der Betonstahlgruppe II a waren Rundstähle gemäß DIN 1045, § 5, die Stähle der Betonstahlgruppe III a schräggerippte Betonformstähle und die Stähle der Betonstahlgruppe IV a Nockenstähle gemäß den entsprechenden allgemeinen baupolizeilichen Zulassungen. Während die zu verschweißenden Stahllenden der Betonstähle II a und IV a alle kaltgesägte Flächen aufwiesen, wurde ein Teil der schräggerippten Betonstähle der Gruppe III a vor der Schweißung kalt gesägt, ein anderer Teil mit einer Schere kalt geschnitten. Alle Betonstähle der Gruppe III a wurden mit der Schweißmaschine C (Abb. 3) geschweißt, bei den übrigen Stählen wurden die Stäbe mit 8 mm Durchmesser und ein Teil der Stäbe mit 18 mm Durchmesser in der Maschine A (Abb. 1), die restlichen Stäbe mit der Maschine B (Abb. 2) geschweißt.

Parallel zu diesen Versuchen wurden ebenfalls Zugversuche nach DIN 50 146 und Biegeversuche nach DIN 1045, § 6, bzw. nach den „RqB“ an ungeschweißtem Ausgangsmaterial durchgeführt.

Die Probenanzahl betrug beim ungeschweißten Ausgangsmaterial drei Einzelproben je Stahlgruppe, Durchmesser und Versuchsart, beim geschweißten Material in der Regel zehn Einzelproben je Stahlgruppe und Durchmesser für die Zugversuche und fünf Einzelproben je Stahlgruppe und Durchmesser für die Biegeversuche. Während bei den ersten Schweißungen, die an Betonstahl II a und IV a mit den Maschinen A und B durchgeführt wurden, einige wenige Fehlproben auftraten, die zur Mittelwertbildung nicht herangezogen wurden, wiesen die neueren Schweißungen mit der Maschine C an Betonstahl III a keinerlei Fehlproben mehr auf.

Über die Versuchsdurchführung und die Ergebnisse eines Teiles dieser Versuche hat seinerzeit Arnds [18] ausführlich berichtet.

Die Mittelwerte der gesamten Versuchsergebnisse sind für die Zugversuche in Tabelle 2 und für die Biegeversuche in Tabelle 3 zusammengestellt.

Außer den genannten Versuchen wird nach hier vorliegenden Mitteilungen in Deutschland nur beim Zentralinstitut für Schweißtechnik der DDR an diesem Problem gearbeitet. Über umfangreiche Festigkeits- und Dauerfestigkeitsversuche soll demnächst von dort berichtet werden.

Tabelle 2: Streckgrenze, Zugfestigkeit und Bruchdehnung von Betonstählen sowie ihre Veränderungen durch die Schweißung.

Stahlgruppe und Stahlart	Stahl-Ø d mm	Probenart	Zu ver- schweißende Enden	Streckgrenze σ_S		Zugfestigkeit σ_B		Bruchdehnung δ_{10}		Jahr der Versuchs- durchführung
				Mittelwert der Versuchsergeb- nisse	Verhältnis- werte der un- geschweißten und der ge- schweißten Proben ¹	Mittelwert der Versuchsergeb- nisse	Verhältnis- werte der un- geschweißten und der ge- schweißten Proben ¹	Mittelwert der Versuchsergeb- nisse	Verhältnis- werte der un- geschweißten und der ge- schweißten Proben ¹	
				kg/cm ²		kg/cm ²		%		
a	b	c	d	e	f	g	h	i	k	l
II a Rundstahl	8	ungeschweißt	—	3970	100	5560	100	27,2	100	1954
	8	geschweißt	gesägt	3940	100 : 99	5520	100 : 99	21,5	100 : 79	
	18	ungeschweißt	—	3660	100	5460	100	27,2	100	
	18	geschweißt	gesägt	3610	100 : 99	5370	100 : 98	22,7	100 : 83	
	26	ungeschweißt	—	3800	100	5590	100	26,0	100	
	26	geschweißt	gesägt	3890	100 : 102	5720	100 : 102	21,0	100 : 81	
III a Schrägerippter Betonstahl	18	ungeschweißt	—	4470	100	6570	100	22,4	100	1956
	18	geschweißt	geschnitten	4500	100 : 101	6580	100 : 100	17,1	100 : 76	
	18	geschweißt	gesägt	4520	100 : 101	6620	100 : 101	15,0	100 : 67	
IV a Nockenstahl	8	ungeschweißt	—	5720	100	8020	100	15,6	100	1954
	8	geschweißt	gesägt	5860	100 : 102	8280	100 : 103	10,5	100 : 67	
	18	ungeschweißt	—	5160	100	8050	100	16,7	100	
	18	geschweißt	gesägt	5090	100 : 99	8140	100 : 101	15,6	100 : 93	
	26	ungeschweißt	—	5060	100	8290	100	15,8	100	
	26	geschweißt	gesägt	5000	100 : 99	8230	100 : 99	13,0	100 : 82	

¹ Der Mittelwert der Versuchsergebnisse der ungeschweißten Proben wurde gleich 100 gesetzt.

Tabelle 3: Biegeversuche an ungeschweißten und geschweißten Betonstählen.

Stahlgruppe und Stahlart	Stahl-Ø d mm	Probenart	Zu ver- schweißen- de Enden	Versuchsart	Verhältnis des Dorndurch- messers zum Stab- durchmesser	Kalt- biege- winkel	Rück- biege- winkel	Bemerkungen	Jahr der Versuchs- durchführung
a	b	c	d	e	f	g	h	i	k
II a Rundstahl	8	ungeschweißt	—	Kaltbiegeversuche nach DIN 1045	~ 2	180°	—	alle Proben bestanden, keine Risse auf der Zugseite alle Proben bestanden, keine Anrisse	1954
	8	geschweißt	gesägt		~ 4	60°	—		
	8	ungeschweißt	—	Rückbiegeversuch nach RqB	~ 6	45°	22,5°	alle Proben bestanden, keine Risse alle Proben bestanden, keine Risse	
	8	geschweißt	gesägt		~ 6	45°	22,5°		
	18	ungeschweißt	—	Kaltbiegeversuche nach DIN 1045	~ 2	180°	—	alle Proben bestanden, keine Risse auf der Zugseite alle Proben bestanden, keine Anrisse	
	18	geschweißt	gesägt		~ 4	60°	—		
	18	ungeschweißt	—	Rückbiegeversuch nach RqB	~ 6	45°	22,5°	alle Proben bestanden, keine Risse alle Proben bestanden, keine Risse	
	18	geschweißt	gesägt		~ 6	45°	22,5°		
	26	ungeschweißt	—	Kaltbiegeversuche nach DIN 1045	~ 2	180°	—	alle Proben bestanden, keine Risse auf der Zugseite alle Proben bestanden, keine Anrisse	
	26	geschweißt	gesägt		~ 4	60°	—		
	26	ungeschweißt	—	Rückbiegeversuch nach RqB	~ 6	45°	22,5°	alle Proben bestanden, keine Risse alle Proben bestanden, keine Risse	
	26	geschweißt	gesägt		~ 6	45°	22,5°		
III a schräg- gerippter Betonstahl	18	ungeschweißt	—	Kaltbiegeversuche nach DIN 1045	~ 3,5	180°	—	alle Proben bestanden, keine Risse auf der Zugseite alle Proben bestanden, keine Anrisse alle Proben bestanden, keine Anrisse	1956
	18	geschweißt	geschnitten		~ 4	60°	—		
	18	geschweißt	gesägt		~ 4	60°	—		
	18	ungeschweißt	—	Rückbiegeversuch nach RqB	~ 7	45°	22,5°	2/3 der Proben bestanden, keine Risse, 1/3 der Proben brach b. Rückbiegung um 7° 4/5 der Proben bestanden, keine Risse, 1/5 der Proben brach bei Beginn der Rück- biegung alle Proben bestanden, keine Risse	
	18	geschweißt	geschnitten		~ 7	45°	22,5°		
	18	geschweißt	gesägt		~ 7	45°	22,5°		
IV a Nockenstahl	8	ungeschweißt	—	Kaltbiegeversuche nach DIN 1045	~ 2	180°	—	alle Proben bestanden, keine Risse auf der Zugseite alle Proben bestanden, keine Anrisse	1954
	8	geschweißt	gesägt		~ 4	60°	—		
	8	ungeschweißt	—	Rückbiegeversuch nach RqB	~ 8	45°	22,5°	alle Proben bestanden, keine Risse alle Proben bestanden, keine Risse	
	8	geschweißt	gesägt		~ 8	45°	22,5°		
	18	ungeschweißt	—	Kaltbiegeversuche nach DIN 1045	~ 2	180°	—	alle Proben bestanden, keine Risse auf der Zugseite 4/5 der Proben bestanden, keine Anrisse; 1/5 der Proben brach beim Biegewinkel 45°	
	18	geschweißt	gesägt		~ 4	60°	—		
	18	ungeschweißt	—	Rückbiegeversuch nach RqB	~ 8	40°	22,5°	alle Proben bestanden, keine Risse alle Proben bestanden, keine Risse	
	18	geschweißt	gesägt		~ 8	45°	22,5°		
	26	ungeschweißt	—	Kaltbiegeversuche nach DIN 1045	~ 2	180°	—	alle Proben bestanden, keine Risse auf der Zugseite alle Proben bestanden, keine Anrisse	
	26	geschweißt	gesägt		~ 4	60°	—		
	26	ungeschweißt	—	Rückbiegeversuch nach RqB	~ 8	45°	22,5°	alle Proben bestanden, keine Risse 3/5 der Proben bestanden, keine Risse; 2/5 der Proben brachen bei Rückbiegung um 10° bzw. 21°	
	26	geschweißt	gesägt		~ 8	45°	22,5°		

6. Auswertung der Untersuchungsergebnisse

In Abb. 5 sind die Versuchsergebnisse aus Tabelle 2 noch einmal übersichtlich dargestellt. Um die Veränderungen der Streckgrenze, Zugfestigkeit und Bruchdehnung infolge der autogenen Preßschweißung klar herauszustellen, wurden die Mittelwerte der Versuchsergebnisse am geschweißten Material als prozentuale Anteile der Mittelwerte der Versuchsergebnisse am Ausgangsmaterial angegeben.

Aus Abb. 5 ist zunächst ersichtlich, daß die Streckgrenze der geschweißten Stäbe 99 % bis 102 % der Streckgrenze der ungeschweißten Stäbe beträgt. Die Zugfestigkeit der autogen-preßgeschweißten Proben bewegt sich zwischen 98 % und 103 % der Zugfestigkeit der ungeschweißten Proben. Die Versuche zeigen, daß von einem allgemeinen Absinken sowohl der Streckgrenze als auch der

Da gemäß DIN 1045, § 14.1 der Querschnitt stumpfgeschweißter Stöße von Zueinlagen bei der Ermittlung der zulässigen Beanspruchung nur mit 80 % in Rechnung gestellt werden darf, kann auf Grund der vorliegenden Versuchsergebnisse ohne weiteres gesagt werden, daß die vorhandene Sicherheit bei den autogen-preßgeschweißten Stößen größer als beim ungeschweißten Material ist. Die Vergrößerung der Sicherheit ist darin begründet, daß die Streckgrenzen des geschweißten und des ungeschweißten Materials praktisch gleich sind, während beim geschweißten Material die Beanspruchung nur das 0,8fache derjenigen des ungeschweißten betragen darf.

Zu den Biegeversuchen läßt sich zusammenfassend das folgende sagen. Die am Stahl II a bei Durchmessern von 8, 18 und 26 mm durchgeführten Kaltbiege- und Rückbiegeversuche wurden von allen Proben des geschweißten

und des ungeschweißten Materials bestanden. Beim schräggerippten Betonstahl III a, ϕ 18 mm, wurden alle Kaltbiegeversuche ebenfalls bestanden, während die Rückbiegeversuche am geschweißten Material mindestens so günstig verliefen wie am nicht geschweißten Material. Das Nichtbestehen einer der zehn geschweißten Proben beim Rückbiegeversuch kann u. E. nicht auf die Schweißung zurückgeführt werden, da auch eine der drei ungeschweißten Proben diesen Versuch nicht bestand. Beim Nockenstahl IV a wurde der Kaltbiegeversuch von einer geschweißten Probe ϕ 18 mm und der Rückbiegeversuch von zwei geschweißten Proben ϕ 26 mm nicht bestanden; alle übrigen Proben dieser Stahlgüte mit den Durchmessern von 8, 18 und 26 mm bestanden die genannten Biegeversuche.

Hinsichtlich der Schnittflächenbildung der zu verschweißenden Enden (gesägt, geschnitten) und der Art der autogenen Preß-



Abb. 5. Mittelwert der Streckgrenze σ_S , Zugfestigkeit σ_B und Bruchdehnung δ_{10} infolge autogener Preßschweißung im Verhältnis zu den Werten des Ausgangsmaterials.

Zugfestigkeit infolge autogener Preßschweißung keinesfalls die Rede sein kann. Die festgestellten Veränderungen streuen zwischen -2 % und +3 % und bewegen sich damit innerhalb der bei solchen Prüfungen üblichen Streubereichen. Die Bruchdehnung des autogen-preßgeschweißten Materials — ermittelt am langen Proportionalstab — liegt zwischen 67 % und 83 %, in einem Fall sogar bei 93 % der Bruchdehnung des ungeschweißten Materials. Es wurde eine Abnahme der Bruchdehnung festgestellt, die sich aber innerhalb der auch bei anderen Schweißverfahren üblichen Grenzen bewegt.

Untersucht man den Einfluß der Schnittflächenbildung (gesägt, geschnitten), der Stahlguppen (II a, III a, IV a), der Stahldurchmesser (ϕ 8 mm, ϕ 18 mm, ϕ 26 mm) und der Art der autogenen Preßschweißmaschine auf die Ergebnisse dieser Versuche, so kann eine systematische Abhängigkeit nicht festgestellt werden. Es darf an dieser Stelle erwähnt werden, daß bei den Schweißversuchen aus dem Jahre 1956 keinerlei Fehlproben mehr auftraten, eine Tatsache, aus der wohl gefolgert werden kann, daß durch die technische Weiterentwicklung der autogenen Preßschweißmaschine Fehlproben mehr und mehr ausgeschaltet werden.

schweißmaschinen kann ein systematischer Einfluß auf die Ergebnisse der Biegeversuche nicht festgestellt werden. Hinsichtlich der Stahlgüte lassen die Versuchsergebnisse aus 1954 den Schluß zu, daß die höheren Stahlgüten mit zunehmendem Durchmesser bei den Biegeversuchen etwas empfindlicher sind.

7. Möglichkeiten der Anwendung des autogenen Preßschweißverfahrens im Stahlbetonbau

Auf Grund der vorliegenden umfangreichen Versuchsergebnisse erscheint die Anwendung der autogenen Preßschweißung als Schweißverfahren für die Stoßschweißung von Zueinlagen aus naturhartem Betonstahl technisch gerechtfertigt.

Hinsichtlich der Bedienung der Maschinen und der Anwendung des Verfahrens auf der Baustelle dürften die Schwierigkeiten bei der autogenen Preßschweißung nicht größer als bei der Schweißung mittels handbedienter elektrischer Abbrennstumpfschweißmaschinen sein. In beiden Fällen muß der Mann, der die Schweißmaschine bedient, angeleitet sein.

Die autogene Preßschweißmaschine besitzt ein kleineres Gewicht und zu ihrer Anschaffung und Unterhaltung sind

geringere Mittel erforderlich als bei der elektrischen Ab-brennstumpfschweißmaschine, was einer Rationalisierung der kleineren und mittleren Baustellen des Stahlbetonbaus zugute kommen dürfte.

Ob eine Anwendung des Verfahrens auch für die Schweißung von Sonderbetonstählen der DIN 1045 in Frage kommt, muß durch weitere Versuche geklärt werden.

8. Zusammenfassung

Der vorliegende Bericht behandelt zunächst die Grundbegriffe des Schweißens, den geschichtlichen Werdegang der autogenen Preßschweißung und allgemeine Gesichtspunkte der Schweißung von Betonstahl. Im weiteren wird dann näher auf das autogene Preßschweißverfahren für Betonstahl eingegangen. Schweißmaschinen werden beschrieben und Hinweise und Daten für die praktische Anwendung des Verfahrens gegeben. Die bisherigen Versuchsergebnisse der autogenen Preßschweißung von Betonstahl werden mitgeteilt, ausgewertet und kritisch betrachtet.

Literatur

1. Sahling-Latzin: Die Schweißtechnik des Bauingenieurs. Braunschweig, 1952.
2. A. R. Lytle: Welding Journal (1944) S. 1145—1155.
3. A. L. Rustay: Metal Progess (1947) S. 238.

4. Welding Journal (1949) S. 347—355.
5. Schweißen und Schneiden I (1949) S. 32.
6. H. R. Clauser: Materials and Methods (1948) S. 83—86.
7. A. J. Nussbaum: Materials and Methods (1950) S. 60—62.
8. E. Sauerbrei: VDI-Zeitschrift 93 (1951) S. 1102.
9. O. Renner und L. Wolff: Schweißen und Schneiden 2 (1950) S. 283—293.
10. Prxglad Spawalnictwa, Warschau 1952, S. 270—275.
11. T. A. Wladimirskij und K. W. Sjeliwanov: Autogene Preßschweißung von Werkstücken großer Querschnitte. Autogentech-nik. Moskau (1952), Nr. 10, S. 14—18.
12. Verbesserer und Erfinder. Prag 1953, S. 13.
13. A. S. Falkewitsch u. a.: Die Untersuchung der Technologie der Gaspreßschweißung von Rohren großer Durchmesser. Autogen-technik. Moskau (1953), S. 18—21.
14. N. N.: Gaspreßschweißen von Schub- und Kolbenstangen für Lokomotiven. Mitteilungsblatt für Maschinenbau. Moskau (1954), H. 8 S. 68—71.
15. S. Storchheim u. a.: Preßschweißung von Aluminium und Nickel. Metals Sect. 2. Trans. Quer. Inst. Min. Metall. Engrs. (1954), S. 269—274.
16. Festigkeitseigenschaften von stumpfgeschweißten hochwertigen Betonstählen. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 97. Berlin 1941.
17. Bestimmungen des Ausschusses für Stahlbeton DIN 1045 § 14. Berlin 1955.
18. W. Arnds: Autogenes Preßschweißen von Betonstählen. Große Schweißtechnische Tagung 1955, Vorträge. Düsseldorf.

Sonder-Bandförderer im Baubetrieb

Von Dipl.-Ing. Erich Rathsmann, VDI, Beratender Ingenieur, München

DK 621.867.2:69.002.5

Bandförderer werden in Gurtförderer, Stahlband-förderer, Drahtförderbänder und Gliederbänder unterteilt. Im Baubetrieb kommen hauptsächlich Gurtförderer und Gliederbänder zum Einsatz; dabei ist der höhenverstellbare, gummibereifte fahrbare und der tragbare Gurtförderer bei weitem vorherrschend. Gliederbänder finden als Platten-, Trog- und Kastenbänder Verwendung.

Weiterentwicklungen der Gurtförderer sind Bauarten nach dem Baukastenprinzip und in zerlegbarer Bauweise. Das Bandgerüst wird auch vielfach in Leichtbauweise hergestellt. Sie werden alle in der Bauindustrie durchweg als „Förderbänder“ bezeichnet. Großbandanlagen mit ortsfesten Bandgerüsten werden in der Bauindustrie auch seit einiger Zeit (an Stelle von Gleisfahrzeugen und Fahrzeugen für gleislosen Betrieb) zum Befördern von Boden, Schutt usw. über große Entfernungen eingesetzt (Abb. 1).

Der Gurtförderer kommt auch heute noch vorwiegend für waagrechte und leicht ansteigende Förderung in Betracht. Mit gewöhnlichen glatten Gummigurt-Förderbändern, die im Baubetrieb größtenteils als Muldenbänder Verwendung finden, lassen sich Steigungswinkel (Förderwinkel) von durchschnittlich 20° bis 22° erreichen. Als Höchstwerte des Steigungswinkels haben 26° bei Kies, 27° bei Schotter, Splitt und erdfeuchtem Grob-Beton und 29° bei Erde, Lehm und Sand zu gelten. Größere Steigungswinkel bis etwa 45° sind durch Gummigurte mit Oberflächenprofilen (u. a. Schrägnocken, pfeilartige Deckplattenmusterung usw.) möglich. Fahrbare Gurtförderer für größtenteils 400 und 500 mm breite Muldengurte lassen sich teilweise sowohl mit Glatteband als auch mit Steilförderband verwenden; der Förderrahmen und der Fahrwagen lassen sich dann wahlweise für geringe und starke Neigung einstellen (Abb. 2—4, Tabelle 1).



Abb. 1. Teil einer Weserhütte-Großbandanlage.



Abb. 2. Fahrbares Steil-Leichtförderband für Steigungen bis zu 45° der Osterrieder-Gesellschaft mbH, Memmingen (OGM).

Als Sonder-Steilförderbänder haben u. a. aus einem Gurt und einem anderen Fördermittel oder aus zwei Gummigurten bestehende schlauchartige Steilförderbänder zu gelten. Bei ihnen wird das Fördergut wie in einem Schlauch geführt bzw. gehoben.

Beim Lauchhammer Band-Steilförderer der Demag-Baggerfabrik GmbH (System Lauchhammer Maschinenbau und Stahlbau GmbH) wird das Gut auf einem Mulden-Gurtförderer (= Arbeitsband) durch eine schmiegsame und dehnbare Matte belastet, die aus einer Vielzahl von Kettensträngen besteht, die miteinander endlos auf besondere Weise verbunden sind. Die Kettenmatte wird

POHLIG

baut

orts feste und rückbare

**Hochleistungs-
Gurtförderanlagen**



**2000 m Achsabstand
2200 mm Gurtbreite
3270 PS Antriebsleistung
15 500 t/h
Förderleistung**



J. POHLIG AKTIENGESELLSCHAFT KÖLN

Sehen, prüfen, vergleichen . . .

Die Deutsche Industriemesse Hannover wird Ihnen in diesem Jahr wieder einen Überblick über die Leistungsfähigkeit der gesamten Baumaschinen-Industrie vermitteln. Sie werden sich über die Liefermöglichkeiten und die Preisentwicklung informieren können und vor allen Dingen Vergleiche ziehen zwischen den einzelnen Fabrikaten. Wir würden es begrüßen, wenn Sie auf Ihrem Rundgang durch das Messegelände alle Geräte einer kritischen Prüfung unterziehen und sich auch die MENCK-Universalbagger, die MENCK-Rohrgerüstramme und die MENCK-Schürfkübelraupe auf unserem Stand erklären lassen. Wir glauben, daß diese Prüfung recht gut bestehen werden und wissen, daß Sie mit einem MENCK-Gerät Zuverlässigkeit, Betriebssicherheit und große Leistung erwerben. Wir bringen nicht in jedem Jahr eine neue Type heraus, sondern sind ständig bestrebt, unsere Geräte zu verbessern. Damit kommen wir den Wünschen unserer Kunden entgegen, die auf Preiswürdigkeit und schnelle Ersatzteilbeschaffung Wert legen.

Besuchen Sie uns auf Ihrem Rundgang durch das Messegelände sowohl zu einem Fachgespräch als auch zu einer Erholungspause im Freigelände

STAND 512



MENCK & HAMBROCK GMBH · HAMBURG-ALTONA
FABRIK FÜR BAGGER, RAMMEN UND FLACHBAGGERGERÄTEN



Eirich

Betonfabriken für alle Betonarten

(Dosier- und Mischanlagen in
Reihen- und Turmbauweise)

für Staudämme, Stollen- und
Schachtbau, Straßenbau und
ortsfeste Betonwerke

Der gute Ruf der Eirich-
mischer gründet sich auf
jahrzehntelange prakti-
sche Erfahrungen.

Zur
Deutschen Industrie-Messe Hannover
Freigelände Stahl-Str., Stand 200a



MASCHINENFABRIK GUSTAV EIRICH · HARDHEIM NORDBADEN · TEL. 351/352
SEIT 1863



Abb. 3. Ortsfeste OCM-Steil-Leichtförderband-Anlage.

mit einem Gummigurt mit besonderem Antrieb in die gleichlaufende Bewegung des Arbeitsbandes versetzt. Sie ist aus vergütetem, verschleißfestem Werkstoff hergestellt. Die Schüttungen des Förderguts auf das Arbeitsband können willkürlich sein, d. h. so, wie sie bei rauhem Förderbetrieb anfallen und dabei auch sperrige Einschlüsse enthalten. Die netzartige Dehnbarkeit der Kettenmatte deckt die Oberfläche des Förderguts ab. Bei stillgesetzter Förderung, teilweiser Beladung des Arbeitsbandes und bei dessen Wiederanfahen bleibt das Fördergut bewegungslos unter der Kettenmatte auf dem Arbeitsband liegen. Bei leerem Arbeitsband liegt die Kettenmatte in diesem und läuft mit um. Das Eigengewicht der Kettenmatte steht, um ein Gleiten und Rollen des Förderguts auf dem Arbeitsband zu verhindern, in einem bestimmten Verhältnis zum Fördergut und dem zur Anwendung kommenden Förderwinkel.

Großversuche mit diesem Förderprinzip wurden bis zu einem Förderwinkel von 60° und mit einer Bandgeschwindigkeit bis zu 6 m/s durchgeführt. Der Band-Steilförderer wird, ortsfest oder fahrbar, für jeden Höhenunterschied und für jede gewünschte Förderleistung ausgeführt (Abb. 5). Er findet Anwendung im Radausleger von Hoch- und Tiefschaufelradbaggern, als fahrbares Band



Abb. 5. Lauchhammer-Band-Steilförderer (Förderbandneigung 36° , senkrechter Höhenunterschied zwischen Aufgabe und Abwurf 36 m, Bandgeschwindigkeit 3,8 m/sec, Förderleistung 1440 m³/h).

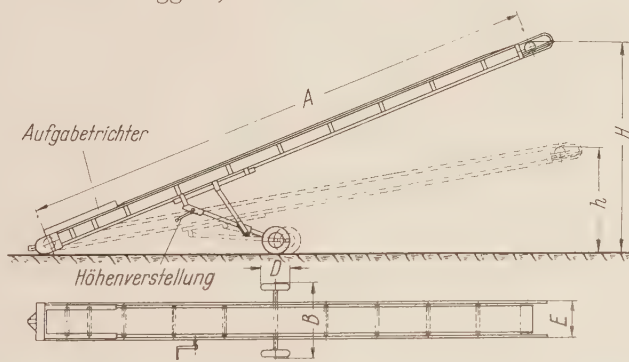
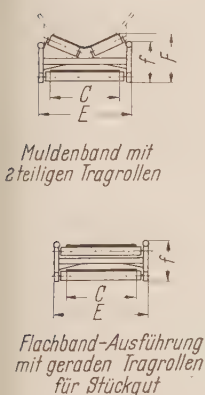


Abb. 4. OCM-Leichtförderband (vgl. hierzu Tabelle 1).

auf Lastkraftwagen oder Anhängern drehbar und ausziehbar zur Hoch- und Tiefförderung, ortsfestes oder fahrbares Band in Kiesgruben, Steinbrüchen, sowie im Tagebau für Braunkohle und Erze usw.

Die Orenstein-Koppel und Lübecker Maschinenbau A.-G., Werk Lübeck, schuf ein aus zwei Gummigurten bestehendes schlauchartiges Steilförderband für baulich einfache und dadurch preisgünstige Tief-Schaufelradbagger-Bauarten. Es ersetzt für größere Baggertiefen übermäßig lange Schaufelradausleger, die größere Gegengewichte und infolge der sich erhöhenden Auflasten auch größere Bau- und Dienstgewichte erforderlich machen. Um für Förderung im Tiefschnitt, bei Steigungen zwischen 28° und 45° , das Zurückrollen des Förderguts zu vermeiden, wird das gemuldete Tragband des Schaufelradauslegers, das mit um 30° geneigten Außenrollen versehen ist, durch ein Deckband (Deckelband) abgeschlossen, das mit dem Tragband (= Arbeitsband) geschwindigkeitsgleich umläuft. Zur Vergrößerung der Haftreibung des Förderguts wird das Deckband bei der Stellung des Schaufelrads im Tiefschnitt an den Aufgabe- und Abwurfstellen und bei längeren Schaufelradauslegern auch noch in bestimmten Abständen voneinander durch an vorgespannten,

Tabelle 1. Hauptmaße und Gewichte des OCM-Leichtförderbandes (vgl. hierzu Bild 4)

Achsenabstand A in m	Bandbreite C in mm	Abgabehöhe			Rahmenabmessungen			Radsatz		Kraftbedarf PS	Gewichte in kg	
		h	m	mit Steilförderb. bei 45°	E	f	F	D	B		Förderer mit Motor ohne Wagen	Fahrwagen
3	400	0,75	1,35	2,35	540	220	235	400	700	1	120	75
4	400	0,95	1,75	3,05	540	220	235	400	800	1	145	80
5	400	1,1	2,15	3,75	540	220	235	400	1000	1	175	80
6	400	1,3	2,50	4,50	540	220	235	400	1200	2	205	80
7	400	1,5	2,85	5,20	540	220	235	400	1200	2	240	80

(Bei 500 mm Bandbreite erhöhen sich B, C und E um je 100 mm.)

einarmigen Hebeln gelagerte, luftbereifte Laufräder belastet (Abb. 6 und 7). Diese Gummilaufäder wirken gleichzeitig als Stützrollen für das zu hebende Gut, wenn die Bandanlage durch Ausfall des elektrischen Stroms zum Still-

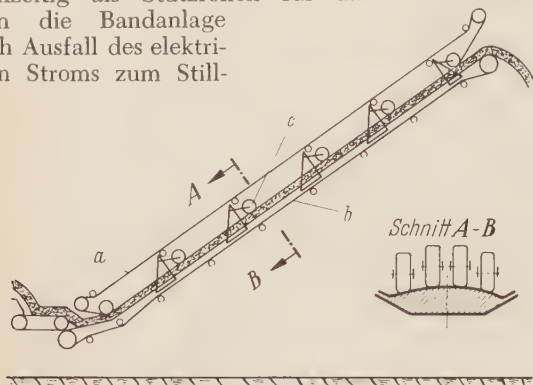


Abb. 6. Schematische Darstellung des LMG-Steilförderers (a Deckband, b Tragband, c Belastungsrollensatz).

stand kommt. In Abb. 8 ist dargestellt, wie das oben zurücklaufende Bandtrum des Deckbandes über Schraubenrollen und als Sicherung gegen Abheben durch Wind auch über glatte Rollen geführt wird. Abb. 9 zeigt eine frühere Ausführung des schlauchartigen Gurtförderers mit einer automatischen Abhubvorrichtung für das Deckband; bei ihr wird das Deckband angehoben, wenn der Schaufelradbagger in gewöhnlicher Schnittstellung, d. i.

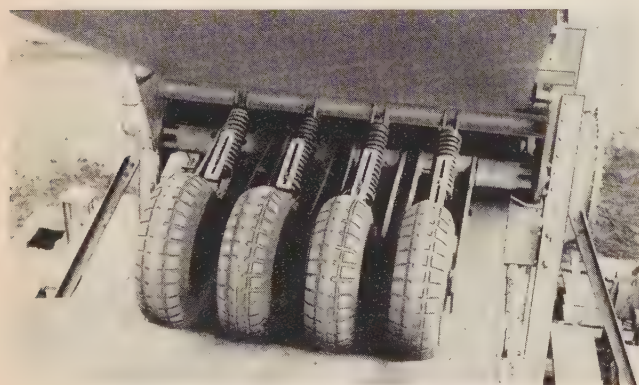


Abb. 7. In vorgespannten einarmigen Hebeln gelagerte Gummilaufäder beim LMG-Steilförderer.

bei Ausleger-Neigungen unter 28° , arbeitet. Im anderen Falle wird es mit dieser Vorrichtung auf das Tragband abgesenkt.

Diese schlauchartigen Steilförderbänder können natürlich auch als selbständige Bandförderer Verwendung finden. Z. B. benutzte die Bergbaugemeinschaft Herberts-kaul einen von der Firma Maschinen- und Stahlbau Polensky & Zöllner, Mühlendorf, hergestellten, gleisfahrbaren



Abb. 8. Blick auf das Deckband des Steilförderers zum LMG-Groß-Schaufelradbagger Bau 1115.

(900 mm Spur) Steilförderer für Ton ähnlicher Bauart¹. Dieser als Schrägbrücke gebaute Steilförderer hat einen größten Neigungswinkel von 35° und leistet $400 \text{ m}^3/\text{h}$. Seine Stützweite beträgt 37,6 m. Tragband und Deckband sind je 1000 mm breit; die Muldung des Traggurts beträgt 20° . Je vier luftbereifte Gummiräder von 400 mm Durchmesser sind mit verstellbaren Schwingen in den Drittelpunkten der Schrägbrücke angeordnet. Die Bandgeschwindigkeit beträgt 1,68 m/s.



Abb. 9. Steilförderer mit angehobenem Deckband (in gewöhnlicher Schnittstellung) zum LMG-Groß-Schaufelradbagger Bau 1115.

Das von der Westfalia Dinnendahl Gröppel-A.G. (Wedag), Bochum, entwickelte Steilband ist in seinem hebenden Teil ein in Zellen unterteilter schlauchartiger Gurtförderer, mit dem sich fein- und grobkörniges Schüttgut ohne Pressung mit einem Steigungswinkel von 60° und mehr heben läßt. Seine Förderart beruht darauf, daß zwei schräg ansteigende und geschwindigkeitsgleich laufende Gummigurtbänder durch geeignete Laufrollensätze so zusammengeführt werden, daß die beiden einander zugekehrten Gurtrume des Zellenbandes (= Arbeitsbandes) und des Deckbandes einen geschlossenen Förderschlauch mit Zellen bilden. Dabei besteht die untere Schlauchhälfte aus dem oberen Trum des Zellenbandes, das mit Querstellen und seitlichen Randleisten versehen ist und da-

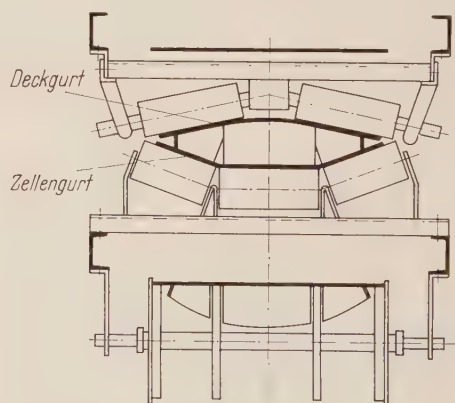


Abb. 10. Schematischer Schnitt durch ein WEDAG-Steilband von 750 und 1000 mm Gurtbreite (vgl. hierzu Tabelle II).

durch offene Zellen bildet. Die obere Schlauchhälfte wird durch das untere Trum des Deckbandes gebildet; es hat nur die Aufgabe, die offenen Zellen abzudecken, und ist deshalb als gewöhnliches Gurtband ausgebildet (Abb. 10). Im ansteigenden Teil des auf diese Weise gebildeten Förderschlauchs stellen die Querstellen des Zellenbandes die Zellenböden dar. Form und Größe des Förderschlauchquerschnitts sind von der Art und Größe des Aufgabeguts abhängig. Im Betrieb beim Zellenband und Deckband auftretende ungleiche Längenänderungen können sich, da die Bänder voneinander unabhängig sind, in der einzelnen

¹ Weyer, R.: Gerät zur Steilförderung von Ton. Baumaschine und Bautechnik (1958) Heft 1.

Zelle des Förderschlauchs nicht auswirken. Die mechanischen Teile beider Gummigurte sind in einem gemeinsamen Bandgerüst verlagert (Tabelle 2 und 3).

Tabelle 2. Technische Daten für ein WEDAG-Steilband von 750 mm Gurtbreite (vgl. hierzu Bild 10).

Zellengurt-Breite	750 mm
Deckgurt-Breite	750 mm
Steilband-Neigungen	60° im Schlauchteil 20° im Aufgabeteil
Achsenabstand	11,5 m
Schlauchfüllung	29 l/lfm bei halber Zellenfüllung
Leistung	136 m³/h = 270 t/h bei halber Zellenfüllung (bei Schüttgewicht 2,0 und 1,31 m³/sec Bandgeschwindigkeit)
Kraftbedarf	13,8 PS
Getriebemotor	15,0 PS

Die Einsatzmöglichkeiten des Wedag-Steilbandes sind sehr vielseitig. Es kann u. a. auch als Ersatz für Schiffs-kettenbecherwerke, Schrägbecherwerke usw. dienen.

Der Tragbandförderer „System Hörstermann“ der Firma August Thiele, Kalthof über Schwerte/Ruhr, ist insofern ein Sonder-Gurtförderer, als bei ihm Trag- und Zug-

Tabelle 3. Leistung und Kraftbedarf für WEDAG-Steilbänder mit Gurtbreiten von 400 bis 1000 mm.

Gurtbreite mm	Korngröße mm	Lichte Höhe d. Schlauchgurts mm	Leistung m³/h	Kraft- bedarf PS
400	35—0	83	34	6
500	45—0	133	68	12
750	45—0	133	100	16
1000	45—0	133	180	28

(Bandgeschwindigkeit 1,05 m/s, Schüttgewicht 1,6, eff. Förderhöhe 15 m)

element getrennt sind. Ein gemuldeter Gummigurt wird nur als Tragdecke benutzt; das Zugmittel ist eine Kette. Der Gummigurt wird von gummierten Tragtellern, die an der Kette befestigt sind, getragen und (auch in nicht belastetem Zustand) durch Reibung mitgenommen. Eine feste Verbindung zwischen Gurt und Kette besteht mithin nicht. Die Trennung von Trag- und Zugelement ermöglicht es, Bandstraßen größerer Längen zu bauen, die bei durchgehender Banddecke durch mehrere Kettenkreise angetrieben werden. Förderlänge und -menge sind dadurch für die Dimensionierung des Gurtes nicht mehr maßgebend.

Die Antriebskräfte werden im Ober- und Untertrum auf den Gurt übertragen. Infolge der nicht formschlüssigen Verbindung des Gurtes mit der Kette und den gummierten Tragtellern werden örtliche Gurtspannungen, die bei summiertem Anwachsen ein Zerreißen des Gurtes herbeiführen können, schnell ausgeglichen. Die auswechselbaren Tragteller greifen den Gurt mittig an. Der Schlupf zwischen Tragteller und Tragband ist durch die Wahl des Tragtellerabstandes zu bestimmen. Die Kette wird als Laschenkette über feststehende Rollen oder als Laschen- oder Rundstahlkette durch mitlaufende Rollen geführt.

Die Bandgeschwindigkeit beträgt im Mittel etwa 1 m/s; sie richtet sich ausschließlich nach der Kettengeschwindigkeit. Die Leerlaufleistung für 100 m Bandstrecke beträgt d. 3,2 PS bei waagrechter Verlegung und 0,8 bis 1,0 m Bandbreite (für die Antriebsleistung ist die Förderleistung für das betreffende Fördergurt und die Leerlaufleistung zu addieren. Die Förderleistung ist nach den normalen Berechnungsgrundlagen für Fördergurte zu errechnen). Wegen der Zugentlastung des Gurtes und der damit gegebenen Möglichkeit, Zwischenantriebskreise anzuordnen, konnte man dazu übergehen, Einheits-Antriebsstationen geringer Ausmaße zu verwenden, deren Einbautenfernung lediglich von der Bruchlast der Kette abhängig ist. Im Regelfall werden die Stationen der Hörstermann-Bandanlagen mit einem oder zwei 55-PS-Getrieben ausgestattet.

Die bei großen Längen für Normalgurte (d. s. Gummigurt-Frictionsbänder) erforderlichen großen Durchmesser der Antriebsstrommeln, die Massierung großer Leistungen in den Antriebsstationen solcher Bänder und ihre notwendige Spannung entfallen.

Die Hörstermann-Bandanlagen lassen sich bis zu 20° ansteigend verlegen. Sie sind, außer für Unter- und Über-tageförderung von Erz und Kohle, u. a. auch für große Erdbewegungen im Bausektor geeignet. Die Vorteile liegen dabei u. a. in der Verwendungsmöglichkeit eines schwächeren und damit billigeren Gurtes, Vermeidung von Brandgefahr (weil sich die Branddecke nicht festfahren kann), Möglichkeit der Förderung auch im Winter (weil sich eventuell auf den Tragtellern angesetztes Eis nach einigen Metern Kettenlauf löst) und Schonung des Gummigurtes infolge nur geringer Vorspannung (gegenüber Gummigurt-Frictionsbändern; geringer Kantenschleiß). Infolge Unterstützung der Banddecke durch die Tragtellerkette hat das Band einen ruhigen und walkfreien Lauf (Abb. 11).



Abb. 11. Thiele-Tragband-Förderer „System Hörstermann“ (Bandbreite 1000 mm, Länge 400 mm, 18° ansteigend, Fördergeschwindigkeit 1,0 m/s, Förderleistung 450 t/h).

Gliederbänder (Stahlgliederbänder) sind in ihrer üblichen Bauart vornehmlich für schwere und schwerste, grobstückige, harte, scharfkantige und auch nasse (sowie heiße, glühende und ätzende) Massengüter geeignet. In ihrer Bauart als Plattenbandförderer können sie für größere Förderlängen (auch bei Erdbewegungen) und alle Förderleistungen eingesetzt werden (Abb. 12). Als Sonder-Gliederbänder, die auch im Baubetrieb (und in der Baustoff-



Abb. 12. Weserhütte-Plattenband beim Straßenbau.

industrie) verwendbar sind, haben u. a. raumbewegliche (= dreidimensional fördernde) Trogbänder (Muldenbänder) zu gelten.

Das Demag-Stahlgliederband (S-Band) ist eine Weiterentwicklung des Demag-Stahlgliederbandes mit Doppel-laschenkette. Eine unter der Mitte der Muldenbleche (Trogbleche) angeordnete, allseitig bewegliche Rundgliederkette ermöglicht eine ausreichende Kurvengängigkeit ohne Kurvenschienen oder besondere Stützrollen (Abb. 13 u. 14). Durch die Verwendung von gleichen Kurvenböcken kön-

nen beliebig Rechts- und Linkskurven bis zu einem kleinsten Halbmesser von 20 m (unter Anwendung einer besonderen Kurvenführung schon ab 5 m Halbmesser) durchfahren werden.

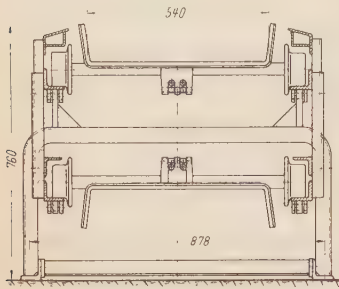


Abb. 13. Querschnitt durch das Traggerüst zum DEMAG-Stahlgliederband (S-Band) für 540 mm Muldenbreite (Maße in mm).

Das Band wird für 400/540/640 mm Muldenbreite gebaut. Die Höchst-Förderleistung des 540 mm breiten Bandes beträgt 250 t/h bei 1,2 m/s Bandgeschwindigkeit. Die Muldenbleche sind einzeln und schraubenlos mit der Rundgliederkette verbunden und dadurch sehr leicht bei gespannter Kette auswechselbar. Der an jedes Muldenblech angeschweißte Nocken hat einen zapfenförmigen Ansatz, der durch das waagrechte Glied der Rundgliederkette gesteckt und mit einem Schwerspannstift gesichert wird. Achsmuldenbleche werden mit einem verstärkten Nocken in gleicher Weise an der Kette im Abstand von 0,8 bis 1,6 m, je nach Zahl und Art der Kurven, befestigt. Die Laufrollen laufen in Kugellagern und sind allseitig staub- und wasserdicht. Die zu einem Rahmenträger zusammengefaßten Laufbahnen für das Ober- und Untertrum sind 3,2 bzw. 1,6 m lang.

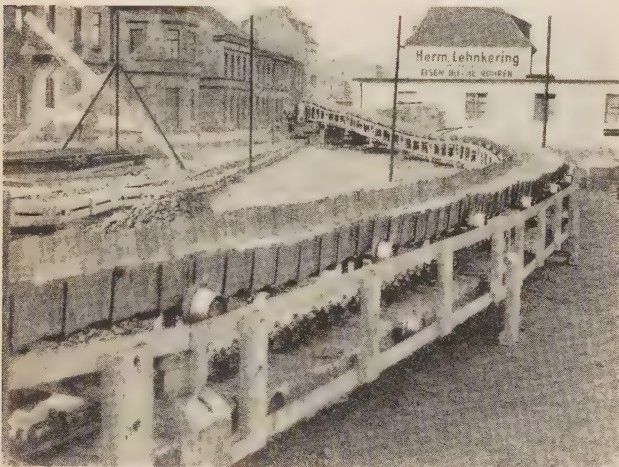


Abb. 14. DEMAG-Stahlgliederband (S-Band).

Die Antriebsstation ist nach dem Baukastenprinzip zusammengesetzt. Der Antrieb erfolgt durch Druckluft- oder Elektromotor von 20 bis 54 PS. Bei elektrischem Antrieb wird zwischen Motor und Getriebe eine Anfahrkupplung geschaltet. Zwischen Getriebe und Antriebswelle ist ein auswechselbares Vorgelege für Bandgeschwindigkeiten von 0,8/1,0/1,2 m/s angeordnet. Als Umkehrstation wird entweder die vorbeschriebene Antriebsstation oder eine nicht angetriebene Umkehre verwendet. Die Kette läßt sich durch ein der Umkehre vorgelagertes Ausziehglied nachspannen.

Das S-Band gleicht sich gut den Unebenheiten des Bodens an und ist für Steigungen zwischen 0° und 30° geeignet.

Das Kurvenband „Hemscheidt-Grebe“ Bauform 56 von Hermann Hemscheidt Maschinenfabrik, Wuppertal-E., war zunächst nur für den Untertage-Einsatz geplant, eignet sich aber überhaupt als Fördermittel für Massengüter und dabei auch für den Einsatz auf Großbaustellen. Die Kastenmulde wird 400/540/700 mm breit ausgeführt. Die Muldenbleche sind auf einer Mittelkette leicht lösbar aber sicher befestigt. Der Förderer ist in allen Teilen als Kurvenförderer gebaut; waagrechte und senkrechte Kurven lassen sich mit einem kleinsten Halb-

messer von 6,0 m durchfahren. Im Leistungsbereich von etwa 100 bis zu 600 m³/h arbeitet er sowohl waagrecht als auch ansteigend und einfallend bis zu 30°. Die Länge des geschlossenen Förderers ist praktisch unbegrenzt. Dabei sind, außer den verschiedenen breiten Muldenblechen, alle Bauteile (Gerüst, Antrieb, Kehre, Kette mit Laufwerk) für den ganzen Leistungsbereich gleich. Die Förderrichtung ist umkehrbar. Die Antriebe, die grundsätzlich als Zwischenantriebe arbeiten, sind Einheitsantriebe, deren Entfernung voneinander von der geforderten Förderleistung abhängig ist. Sie sind für Druckluft- oder Elektrobetrieb eingerichtet. Die Fördergeschwindigkeiten betragen 0,8/1,0/1,2 m/s (Abb. 15 u. 16).

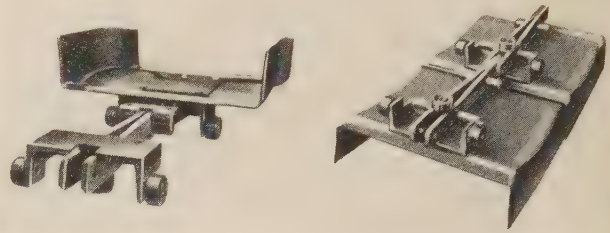


Abb. 15. Kastenmulde und Mittelkette zum Kurvenband „Hemscheidt-Grebe“. Bauform 56. — Oben: Mittelkette mit aufgesetzter Kastenmulde; Unten: Unterseite der Kastenmulde mit Mittelkette und austauschbaren Rollen.

Da die Mulde eine auf das Bandchassis aufgesetzte Form ist, lassen sich Sonderausführungen dieses Tragkörpers in Anpassung an das Fördergut leicht ausführen. Das gilt u. a. auch für eine Auskleidung mit nur tragender (also nicht auf Zug beanspruchter) Gummidecke (für z. B. staubförmiges oder fließendes Gut).

Die Besonderheit des Faltenbandes, System Stübbe, der Gewerkschaft Eisenhütte Westfalia, Weth-

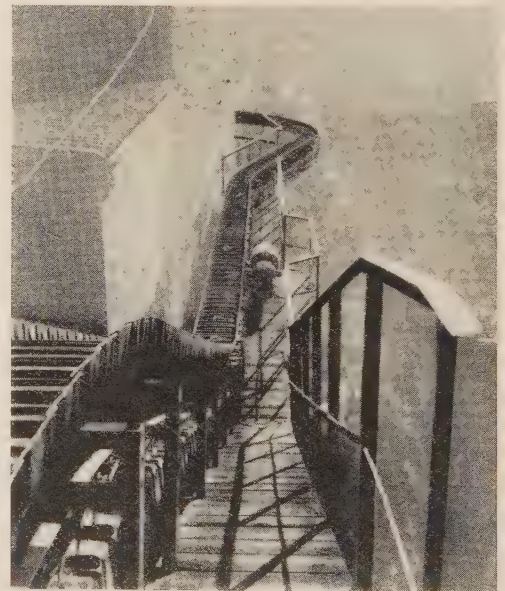


Abb. 16. Kurvenband „Hemscheidt-Grebe“ im Einsatz.

mar, liegt in der sogenannten Faltenbanddecke. Diese besteht aus muldenförmig gebogenen, übervulkanisierten Stahl- oder Leichtmetallstreifen, die durch vorgeformte Querfalten aus Gummi verbunden sind. Die Decken werden in zwei verschiedenen Längen hergestellt; sie sind stauch- und streckbar und bewirken die Anpassungsfähigkeit dieses Bandförderers an jedes Gelände. Die Querfalten verhindern das Abrutschen des Förderguts und ermöglichen ein sicheres Aufwärtsfördern; Kurven können dabei auch als aufsteigende Spiralen ausgebildet sein. Die einander überlappenden Faltenbanddecken werden mit nicht rostenden Spannägeln auf den Fahrgestellen (Roll-

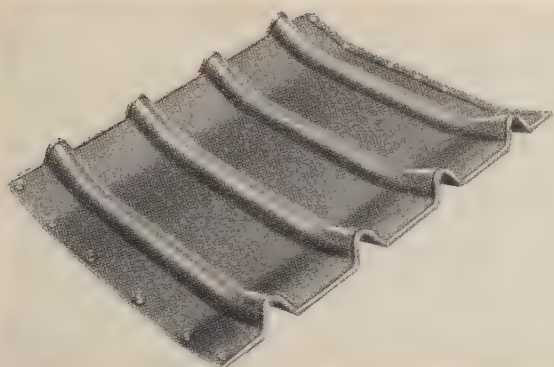


Abb. 17. Banddecke des Faltenbands „System Stübbe“.

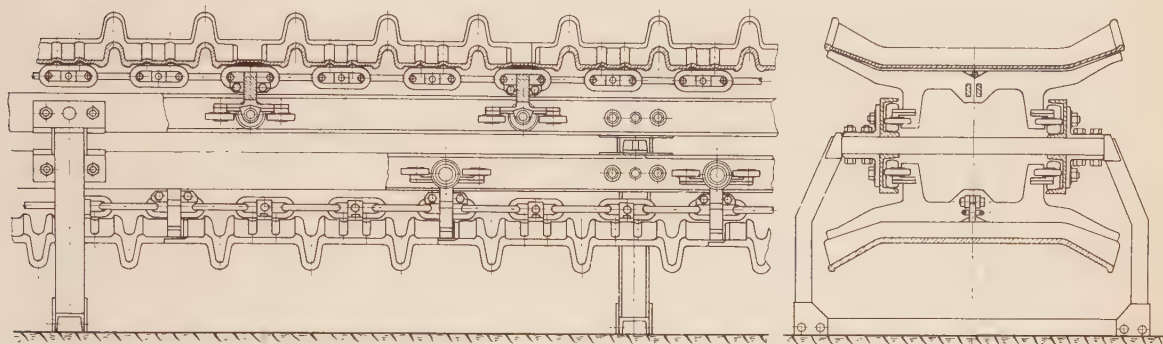


Abb. 19. Längs- und Querschnitt des Faltenbands „System Stübbe“.

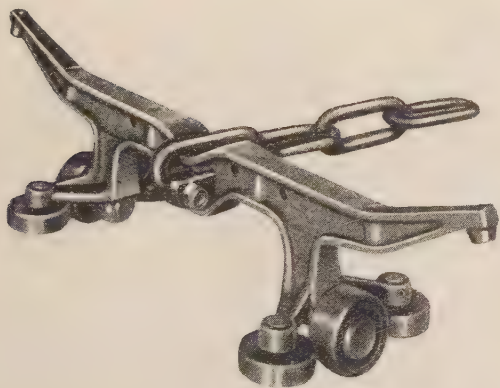


Abb. 18. Rollenträger mit Trag- und Stützrollen und Rundstahlkette zum Faltenband „System Stübbe“.

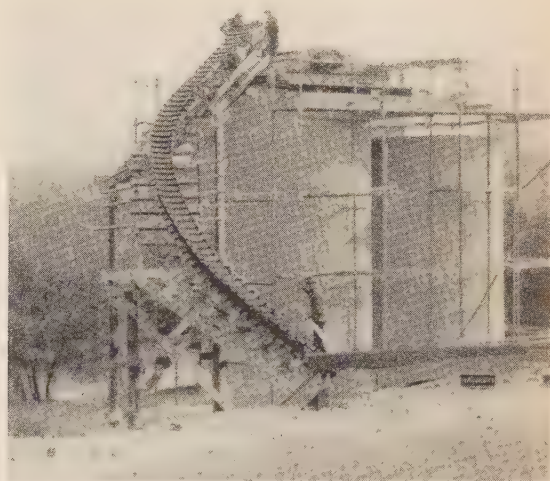


Abb. 20. Spiralig angeordnetes Faltenband „System Stübbe“ zum Befördern von Trümmerschutt (in Berlin).

trägern) befestigt. Die U-Führungsschienen der Tragkonstruktion, in denen die Rollenträger gleiten, bestehen

Vereinfachte Berechnung ebener Pfahlroste

Von Dr.-Ing. Felix Zimirski, Hamburg

DK 624.156.043

1. Grundlagen und Voraussetzungen

Ebene Pfahlroste sind solche, deren Pfähle in Ebenen senkrecht zur Längsrichtung des Bauwerkes angeordnet sind und bei denen sich diese Anordnung in regelmäßiger Folge wiederholt, wie es z. B. bei Kaimauern der Fall ist.

Derartige Pfahlroste sind in der Regel mehrfach statisch unbestimmt und werden am zweckmäßigsten nach dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen berechnet, d. h. es wird die Verschiebungsarbeit der äußeren Belastung der inneren Formänderungsarbeit aus der elastischen Längenänderung der Pfähle gleichgesetzt. Um zu einfachen Lösungen zu gelangen, wird die Kaimauer selbst als starr gegenüber den Pfählen vorausgesetzt und beiderseitige gelenkige

aus wenigen, genormten Einheiten für Geradföhrung, Bogen, Kurven und Wendeln; sie sind mit Winkelstützen an den Querträgern befestigt. Die Rollenträger laufen auf je zwei Tragrollen; mit je vier Stützrollen sind sie gegen Verkanten und Querstellen gesichert. Sie sind mit einer umlaufenden, langgliedrigen Rundstahlkette, deren Teilung auf die Faltenbanddecke abgestimmt ist, als Zugmittel verbunden (Abb. 17—19). Das Band kann in beiden Richtungen laufen. Für seinen Antrieb werden Baueinheiten des Westfalia-Panzerförderers benützt. Die Kette läuft über einen Kettenstern, der in einem Antriebsrahmen gelagert ist. Die Getriebe werden seitlich am Rahmen angeflanscht und greifen mit besonderen Kuppelungen in die Antriebsachse des Kettensterns ein. Als Antrieb können Elektro- oder auch Druckluftmotoren Verwendung finden (Abb. 20).

Anschlüsse der Pfähle angenommen. Diese Annahme ist berechtigt, da eine obere und untere Einspannung die Größe der Pfahlkräfte nur wenig beeinflußt, die konstruktive Sicherung dieser Einspannungen jedoch wegen des Materialaufwandes im allgemeinen nicht lohnend ist. Die bisher bekannten Verfahren, vor allem das bekannte Verfahren nach Nökkentved [1] und die hierzu in neuerer Zeit veröffentlichten Ergänzungen [2], erfordern sämtlich einen erheblichen Rechenaufwand und wegen der in den Formeln auftretenden Differenzen eine sehr genaue Ermittlung der Einzelwerte.

Im folgenden wird demgegenüber ein vereinfachtes Berechnungsverfahren für völlig beliebige Lage der Pfähle entwickelt, bei dem von den gleichen Grundlagen ausgehend die Pfahlkräfte auf vorwiegend graphischem Wege

bestimmt werden. Hierdurch wird die Rechenarbeit abgekürzt und wesentlich vereinfacht, während gleichzeitig die größere Anschaulichkeit die Fehlermöglichkeit vermindert.

Bei diesem Verfahren werden in bekannter Weise die Gegendrücke der Pfähle bei einer senkrechten und waagrechten Verschiebung des Bauwerkskörpers sowie einer Drehung um den elastischen Schwerpunkt ermittelt und den äußeren Belastungen gegenübergestellt. Aus der Summierung aller drei Wirkungen ergeben sich dann die Pfahlkräfte.

Die folgenden Ableitungen werden zunächst für eine Kaimauerlänge von 1,0 m durchgeführt und dabei folgende Bezeichnungen eingeführt:

l = Pfahllänge; als maßgebende elastische Pfahllänge kann hinreichend genau $l = l_0 + \frac{1}{2} t$ ge-

setzt werden. Gleiche prozentuale Änderung sämtlicher Pfahllängen ist ohne Einfluß auf die Pfahlkräfte.

e = Abstand der Pfähle in Längsrichtung der Kaimauer.

$n = 1,0/e$ = Anzahl der Pfähle einer Reihe für 1,0 m Kaimauerlänge.

F = Pfahlquerschnitt.

$n \cdot F$ = Pfahlquerschnitt bezogen auf 1,0 m Kaimauerlänge.

E = Elastizitätsmodul der Pfähle.

$\Delta v, \Delta h$ = virtuelle senkrechte bzw. waagrechte Verschiebung des Bauwerkskörpers.

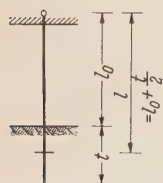


Abb. 1. Rechnerische Pfahllänge.

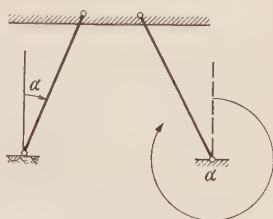


Abb. 2. Pfahlneigung.

$\Delta \varphi$ = virtuelle Drehung des Bauwerkskörpers um den elastischen Schwerpunkt des Pfahlsystems.

$N_x = E F_x n_x / l_x$ = Gegendruck des Pfahles x bei einer Verkürzung $\Delta l = 1,0$, bezogen auf 1,0 m Kaimauerlänge.

α = Neigungswinkel der Pfähle gegenüber der Senkrechten.

2. Wirkung einer senkrechten Verschiebung Δv des Bauwerkskörpers

Ein senkrechter Pfahl ① verkürzt sich unter der Last P um das Maß

$$\Delta l = l - l' = P l / E F$$

oder, damit eine Verkürzung des Pfahles um das Maß der senkrechten Verschiebung Δv eintritt, muß eine dem Gegendruck des Pfahles gleich große äußere Last

$$P = \Delta v E F / l$$

aufgebracht werden. Mit den obengenannten Bezeichnungen ist für 1,0 m Kaimauerlänge

$$P = \Delta v \cdot N_x = \Delta v \cdot E F_x n_x / l_x,$$

$$N'_x = N_x = E F_x n_x / l_x.$$

Für einen Schrägpfahl ② mit dem Neigungswinkel α gilt

$$l^2 = a^2 + h^2$$

und, da es sich um sehr kleine Verschiebungen handelt, durch Differenzieren, wobei a unverändert bleibt,

$$2 l \cdot d l = 2 h \cdot d h,$$

$$d l = d h \cdot h / l = d h \cdot \cos \alpha.$$

Bei einer senkrechten Verschiebung Δv verkürzt sich der Pfahl um

$$\Delta l = \Delta v \cdot \cos \alpha_x,$$

somit

$$\Delta v \cdot N'_x = \Delta v \cdot N_x \cdot \cos \alpha_x,$$

$$N'_x = N_x \cdot \cos \alpha_x.$$

Für einen waagrechten Pfahl ③ mit $\alpha = 90^\circ$ ist

$$N'_x = N_x \cdot \cos 90^\circ = 0.$$

Die Resultierende $R' = \sum N_x \cdot \cos \alpha_x = \sum N'_x$ als Summe der Gegendrücke sämtlicher r Pfähle bei einer Verschiebung des Bauwerkskörpers $\Delta v = 1$ und ihre Lage zum Pfahlrost wird, wie nebenstehend angegeben, graphisch bestimmt.

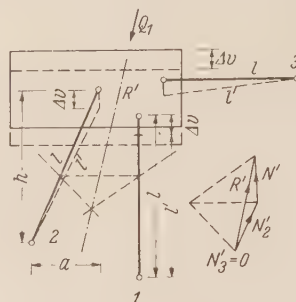


Abb. 3. Verschiebung Δv .

Wirkt nun eine äußere, in Lage und Richtung mit R' zusammenfallende Belastung Q_1 auf den Pfahlrost ein, so beträgt die Belastung des einzelnen Pfahles für 1,0 m Kaimauerlänge

$$S'_x = -Q_1 \cdot \frac{N'_x}{R'} = Q_1 c_{1x}$$

und die tatsächliche Pfahlbelastung

$$S_x = \frac{1}{n_x} \cdot S'_x = -Q_1 \cdot \frac{1}{n_x} \cdot \frac{N'_x}{R'} = Q_1 C_{1x}.$$

Bei einer derartigen Belastung tritt nur eine senkrechte Verschiebung des Bauwerkskörpers von der Größe

$$\Delta v = Q_1 / R'$$

auf.

3. Wirkung einer waagrechten Verschiebung Δh des Bauwerkskörpers

Für den waagrechten Pfahl ③ ergibt sich wie vor

$$N_x = n_x E F_x / l_x$$

und für einen Schrägpfahl ② aus

$$l^2 = a^2 + h^2$$

durch Differenzieren, da h unverändert bleibt,

$$2 l \cdot d l = 2 a \cdot d a,$$

$$d l = d a \cdot a / l = d a \cdot \sin \alpha_x,$$

$$\Delta h N'_x = \Delta h \cdot N_x \cdot \sin \alpha_x,$$

$$N'_x = N_x \cdot \sin \alpha_x.$$

Für den senkrechten Pfahl ① wird

$$N''_x = N_x \cdot \sin 0^\circ = 0.$$

Die Resultierende $R'' = \sum N_x \cdot \sin \alpha_x = \sum N''_x$ bei einer waagrechten Verschiebung $\Delta h = 1$ und ihre Lage zum Pfahlrost wird wiederum graphisch ermittelt. Wirkt eine mit R'' in Richtung und Lage zusammenfallende Belastung Q_2 auf den Pfahlrost ein, so ergibt sich

$$S''_x = -Q_2 \cdot \frac{N''_x}{R''} = Q_2 c_{2x},$$

$$S_x = \frac{1}{n_x} \cdot S''_x = -Q_2 \cdot \frac{1}{n_x} \cdot \frac{N''_x}{R''} = Q_2 C_{2x}.$$

Bei einer derartigen Belastung tritt nur eine waagrechte Verschiebung des Bauwerkkörpers von der Größe

$$\Delta h = Q_2 / R''$$

auf.

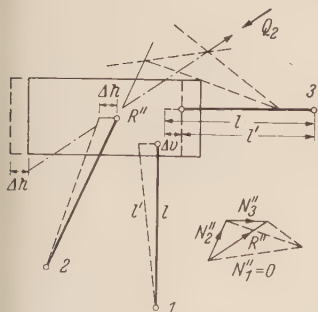


Abb. 4. Verschiebung Δh .

Der Schnittpunkt der beiden Resultierenden R' und R'' ergibt den elastischen Schwerpunkt des Pfahlsystems, d. h. einen Punkt, der bei einer Belastung durch ein äußeres Moment keine Verschiebung erfährt.

4. Wirkung einer Drehung $\Delta\varphi$ des Bauwerkkörpers um den elastischen Schwerpunkt 0 des Pfahlsystems

Aus

$$l^2 = a^2 + b^2 - 2ab \cdot \cos \varphi$$

ergibt sich durch Differenzieren, wenn a und b unverändert bleibt,

$$dl = \frac{ab}{l} \cdot \sin \varphi \cdot d\varphi$$

und da

$$a/l = \sin \beta / \sin \varphi, \\ \Delta l = b \cdot \sin \beta \cdot \Delta \varphi = r \cdot \Delta \varphi.$$

Bezeichnet man mit N_x den bei einer Drehung des Bauwerkkörpers um den Winkel $\Delta\varphi = 1$ auftretenden Gegendruck des Pfahles x , so ist

$$\Delta l = N_x''' \cdot \frac{1}{n_x} \cdot \frac{l_x}{E \cdot F_x} = \frac{N_x'''}{N_x} = r, \\ N_x''' = r \cdot N_x.$$

Der Gegendruck des Pfahles x bewirkt ein gegendrehendes Moment (im Uhrzeigersinne)

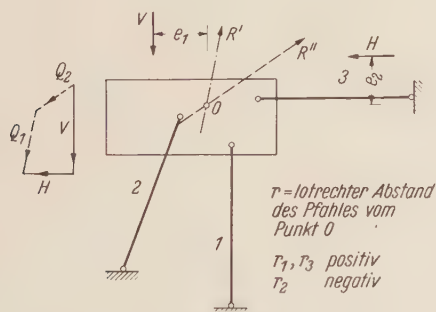


Abb. 6. Elastischer Schwerpunkt.

$$N_x''' \cdot r_x = r_x^2 \cdot N_x.$$

Die Summe der gegendrehenden Momente aller Pfähle ist dann

$$\sum r_x^2 \cdot N_x = J.$$

Hierbei ist r positiv einzusetzen, wenn vom Fuß des Pfahles in seiner Richtung gesehen der elastische Schwerpunkt 0 links des Pfahles liegt.

Wirkt nun ein äußeres Belastungsmoment $+M$ (positiv, wenn entgegengesetzt dem Uhrzeigersinne, also nach

der Wasserseite hin drehend), so ist der den einzelnen Pfahl x belastende Momentenanteil

$$M_x = \frac{N_x''' \cdot r_x}{J} \cdot M$$

und hieraus die Belastung des Pfahles x

$$S_x''' = \frac{N_x'''}{J} \cdot M = \frac{r_x \cdot N_x}{J} \cdot M = M \cdot c_{3x}$$

und

$$S_x = M \cdot \frac{1}{n_x} \cdot c_{3x} = M \cdot C_{3x}.$$

Dieses Belastungsmoment erzeugt eine Drehung des Bauwerkkörpers um den elastischen Schwerpunkt von der Größe

$$\Delta \varphi = M / J.$$

5. Wirkung der äußeren Belastung auf den Pfahlrost

Die Werte C_{1x} , C_{2x} und C_{3x} sind nur von den Abmessungen des Bauwerkes bzw. den Durchmessern der Pfähle abhängig und können aus diesen ermittelt werden.

Die äußere Belastung besteht im allgemeinen aus den beliebig angreifenden Kräften V und H .

Die Gesamtkraft R aus V und H wird in die Teilkräfte Q_1 und Q_2 in Richtung der Resultierenden R' und R'' zerlegt. Da die Gesamtkraft R gewöhnlich nicht durch den elastischen Schwerpunkt 0 geht, tritt außerdem noch ein Moment

$$M = V \cdot e_1 + H \cdot e_2$$

auf. Die endgültige Pfahlkraft ergibt sich dann aus der Formel

$$S_x = Q_1 \cdot C_{1x} + Q_2 \cdot C_{2x} + M \cdot C_{3x}.$$

Häufig ist es erwünscht, die durch die äußeren Belastungen bedingte elastische Verschiebung des Bauwerkes festzustellen.

Diese ist

$$\Delta v = \frac{Q_1}{R'}, \quad \Delta h = \frac{Q_2}{R''}, \quad \Delta \varphi = \frac{M}{J}.$$

6. Anwendungsbeispiele

Im folgenden wird das neue Berechnungsverfahren auf zwei Pfahlrostbauwerke angewandt, für die Untersuchungen nach den üblichen Verfahren bereits vorliegen, so daß eine bequeme Vergleichsmöglichkeit gegeben ist.

6.1. Kaimauer Auguste-Viktoria-Kai Hamburg, Grundbau-Taschenbuch. Berlin 1955. S. 499.

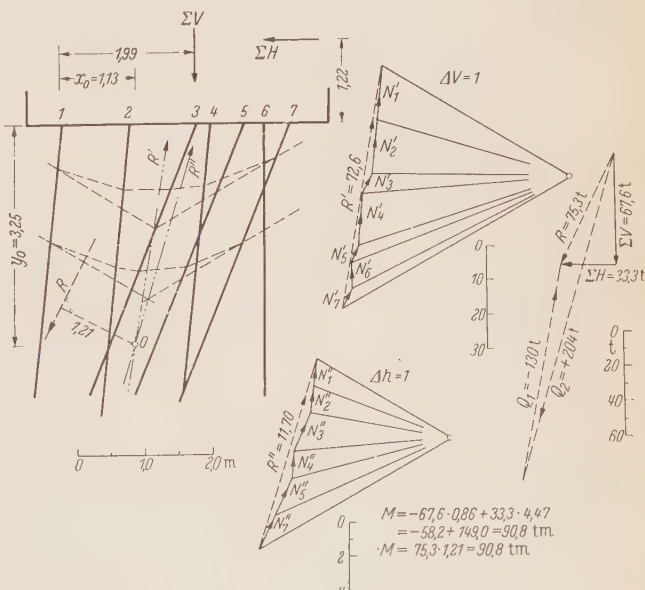


Abb. 7. Auguste-Viktoria-Kai.

In der folgenden Tabelle sind Längen, Querschnitte und Winkel aus dem Grundbau-Taschenbuch übernommen.

Pfahl	l m	$\varnothing$ m	F m ²	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	n	$N = n \cdot \frac{E \cdot F}{l} \cdot 10^{-3}$	$N' = N \cdot \cos \alpha$	$N'' = N \cdot \sin \alpha$	$c_1 = \frac{N'}{R'}$
1	10,0	0,50	0,196	0,100	0,995	0,8	15,68	15,60	1,57	-0,215
2	10,0	0,50	0,196	0,100	0,995	0,8	15,68	15,60	1,57	-0,215
3	12,0	0,50	0,196	0,371	0,929	0,4	6,53	6,07	2,42	-0,084
4	10,0	0,50	0,196	0,100	0,995	0,8	15,68	15,60	1,57	-0,215
5	13,0	0,50	0,196	0,371	0,929	0,4	6,03	5,60	2,24	-0,077
6	11,0	0,50	0,196	0	1,000	0,4	7,13	7,13	—	-0,098
7	12,0	0,50	0,196	0,371	0,929	0,4	6,53	6,07	2,24	-0,084

Aus den Kräfteplänen $R' = 72,60$
 $R'' = 11,70$

Pfahl	$c_2 = \frac{N''}{R''}$	r m	$N''' = r \cdot N$	$r^2 \cdot N$	$c_3 = \frac{N'''}{J}$	$C_1 = \frac{1}{n} \cdot c_1$	$C_2 = \frac{1}{n} \cdot c_2$	$C_3 = \frac{1}{n} \cdot c_3$
1	-0,134	-1,45	-22,80	33,10	-0,295	-0,269	-0,167	-0,368
2	-0,134	-0,45	-7,08	3,17	-0,092	-0,269	-0,167	-0,115
3	-0,207	-0,38	-2,48	0,95	-0,032	-0,208	-0,516	-0,080
4	-0,134	+0,75	+11,74	8,82	+0,152	-0,269	-0,167	+0,190
5	-0,191	+0,28	+1,69	0,47	+0,022	-0,193	-0,475	+0,055
6	—	+1,88	+13,30	25,00	+0,172	-0,244	—	+0,428
7	-0,207	+0,94	+6,13	5,76	+0,079	-0,210	-0,516	+0,197

$J = 77,27$

Die äußere Belastung beträgt

$$V = +67,6 \text{ t}, \quad H = +33,3 \text{ t},$$

hieraus

$$Q_1 = -130 \text{ t}, \quad Q_2 = +204 \text{ t}.$$

Außerdem

$$M = -67,6 \cdot 0,86 + 33,3 \cdot 4,47 = -58,2 + 149 = 90,8 \text{ tm}.$$

Pfahl	$C_1 \cdot Q_1$	$C_2 \cdot Q_2$	$C_3 \cdot M$	S t	S nach Grundbau-Taschenbuch (Nöckentved)
1	+35,0	-34,2	-33,4	-32,8	-32,8
2	+35,0	-34,2	-10,4	-9,4	-9,5
3	+27,1	-105,0	-7,3	-85,2	-84,7
4	+35,0	-34,2	+17,4	+18,2	+18,2
5	+25,2	-96,8	+5,0	-66,6	-66,8
6	+31,7	—	+38,9	+70,6	+71,2
7	+27,4	-105,1	+17,9	-59,8	-59,2

Die Verschiebung der Kaimauer unter der vorgenannten äußeren Belastung beträgt

$$\Delta v = -\frac{130}{72,6} = -1,8 \text{ mm}, \quad \Delta h = +\frac{204}{11,7} = +17,5 \text{ mm},$$

$$\Delta \varphi = +\frac{90,8}{77,27} \cdot 10^{-3} = 0,00118 = 4,1'.$$

6.2. Pfahlrostbauwerk Beispiel 1. Minnich. Bautechnik 32 (1955) S. 365.

In der folgenden Tabelle sind Längen, Querschnitte und Winkel aus der Bautechnik übernommen.

Pfahl	α	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	$\frac{E \cdot F}{l}$ $N = \frac{N'}{\cos \alpha}$	$N' = N \cdot \cos \alpha$	$N'' = N \cdot \sin \alpha$	$c_1 = \frac{N'}{R'}$	$c_2 = \frac{N''}{R''}$	r bzw. $r \cdot N$
1	0	1,0	0	1,0	1,0	0	-0,640	—	-3,80
2	+85	0,087	0,996	1,0	0,087	0,996	-0,056	-0,284	+1,60
3	+90	0	1,0	1,0	0	1,0	—	-0,284	-1,30
4	-45	0,707	-0,707	1,0	0,707	-0,707	-0,450	+0,201	+5,20
5	-90	0	-1,0	1,0	0	+1,0	—	+0,284	-3,70

Aus den Kräfteplänen $R' = 1,564$
 $R'' = 3,520$

Pfahl	$r^2 \cdot N$	$c_3 = \frac{C_3}{J}$ $= \frac{N'''}{J}$	$C_1 \cdot Q_1$	$C_2 \cdot Q_2$	$C_3 \cdot M$	S t	S nach Minnich
1	14,44	-0,064	-179	—	-77	-256	-256
2	2,56	+0,027	-16	-163	+33	-146	-146
3	1,69	-0,022	—	-163	-27	-190	-189
4	27,04	+0,088	-125	+115	+106	+96	+95
5	13,69	-0,062	—	+184	-75	+89	+89

$J = 59,42$

Die äußere Belastung beträgt

$$V = 200 \text{ t}, \quad H = +500 \text{ t},$$

hieraus

$$Q_1 = 280 \text{ t}, \quad Q_2 = 575 \text{ t},$$

$$M = -200 \cdot 2,2 + 500 \cdot 3,30 = +1210 \text{ tm}.$$

Die beiden Anwendungsbeispiele zeigen deutlich die Überlegenheit des hier entwickelten neuen Verfahrens.

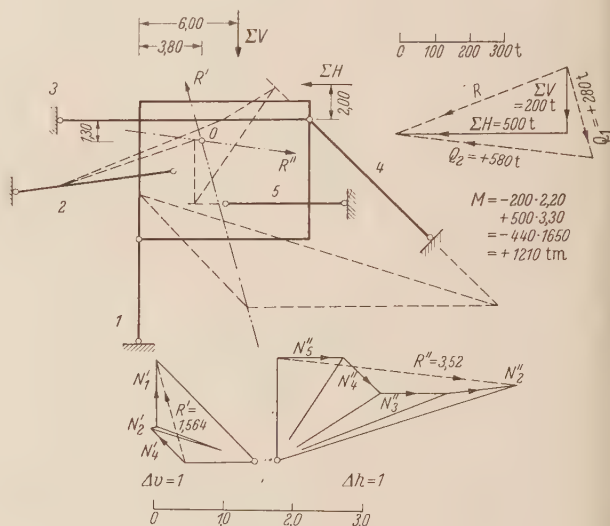


Abb. 8. Beispiel für beliebige Pfahllage.

gegenüber den bisherigen Methoden. Der Rechnungsgang ist einfach und übersichtlich. Wie der Vergleich der letzten Spalten zeigt, ist trotz des sehr bescheidenen Maßstabes der zeichnerischen Ermittlungen (in den Urzeichnungen 1:50 bzw. 1:200) doch die Abweichung der gefundenen Pfahlkräfte von den genau errechneten Werten in den genannten Veröffentlichungen praktisch bedeutungslos.

7. Nachträgliche Verstärkung von Pfahlrosten

Bei einer Vertiefung des Fahrwassers oder einer Erhöhung der Nutzlast tritt häufig der Fall ein, daß der Pfahlrost einer bisher standsicheren Kaimauer den größten Erddruckbelastungen nicht mehr gewachsen ist und durch Anker oder rückwärtige Zugpfähle verstärkt werden muß. Die Wirkung einer derartigen Verstärkung läßt sich in einfacher Weise nach dem in [3] angegebenen Verfahren ermitteln, sofern die Berechnung des unverstärkten Pfahlrostes bereits vorliegt. X_a ist hierbei jedoch nicht in V_a und H_a , sondern in Q_1 und Q_2 zu zerlegen.

Literatur

1. Nöckentved: Berechnung von Pfahlrosten. Berlin 1928.
2. Minnich: Bautechnik 32 (1955) S. 364.
3. F. Zimirski: Beton- und Stahlbetonbau 51 (1956) S. 62.

Bewässerungsprojekt in Thailand

Von Dipl.-Ing. Dietrich Brenske, Bombay

DK 626.81/.85 (593)

Das Königreich Thailand führt ein riesiges Bewässerungsprojekt durch, dessen Ausgangspunkt ein Staudamm im Menam Chao Phya bildet, dem Hauptfluß des Landes, der zugleich die Lebensader Thailands darstellt. „Chao Phya“ bedeutet daher gleichsam die höchste Auszeichnung, die der König für ganz besondere Verdienste verleiht.

Dieser Fluß entspringt im bergigen Norden des Landes und nimmt bis zu seinem Unterlauf etwa 300 km oberhalb seiner Mündung im wesentlichen 4 Nebenflüsse auf, die ebenfalls aus dem Bergland kommen, Ping, Wang, Jom und Nan. Dieses Flußsystem ist somit Wasserspender für die Zentralebene Thailands, dem Hauptreisbanaugebiet, man kann sagen, dem Haupternährungsgebiet des Landes.

Die durchschnittlichen Regenhöhen sind in den einzelnen Landesteilen sehr verschieden. Sie schwanken zwischen 80 und 400 cm und betragen in der Zentralebene 120 bis 200 cm. Für den Reisbau werden etwa 180 cm benötigt. Obwohl der Fluß im Bereich der Zentralebene einige Verzweigungen aufweist, reichen diese doch nicht aus, die 13 400 km² der Zentralebene ausreichend für den Reisbau zu bewässern, und dies ganz besonders in trockenen Jahren. Im allgemeinen führt der Fluß aber im Laufe der Regenzeit genügend Wasser ab, um 90 % der Zentralebene — das sind etwa 12 000 km² — ausreichend versorgen zu können.

Es lag also nahe, an einer günstigen Flußstelle einen Staudamm zu errichten und durch den Ausbau bereits vorhandener Flußverzweigungen sowie durch den Neubau von Bewässerungskanälen das Wasser zu bisher ungenutzten Feldern zu leiten, wobei man eine fast 100%ige Erhöhung der gesamten Reisernte des Landes und darüber hinaus eine Steigerung des Sojabohnenexportes erwartet. — Die Lage des Staudammes wurde nach folgenden Gesichtspunkten gewählt:

1. Ungehinderte Bautätigkeiten auch während der Regenzeit von Juli bis Oktober.

2. Durch den Ausbau von vorhandenen Flußverzweigungen zu Bewässerungskanälen, deren Ausgangspunkte im Staugebiet des Dammes liegen mußten, sollte ein Maximum an Bewässerungsfläche erschlossen werden.

Man wählte eine Flußschleife 7 km unterhalb der Stadt Chainat, Luftlinie 160 km nördlich von Bangkok. Hier konnte man die Wehranlage in einem neuen Flußbett errichten, einen Durchstichkanal bauen und das alte Flußbett durch einen Erddamm stilllegen.

Der Gedanke zu diesem umfangreichen Bewässerungsprojekt ist etwa 50 Jahre alt. Seit dieser Zeit baut man die vorhandenen Flußverzweigungen aus, war aber in den Geldmitteln sehr beschränkt, so daß beispielsweise alle größeren Erdbewegungen und Betonarbeiten späteren Generationen vorbehalten blieben. Das gesamte Projekt umfaßt z. Z. 5 Einzelarbeiten (Abb. 1):

1. Den rechtsufrigen Suphan-Trakt, Ausbau einer Flußverzweigung zu einem Bewässerungskanal. Dieser beginnt 22 km stromaufwärts der Dammbaustelle und mündet, ohne den Chao Phya wieder zu berühren, bei einer Gesamtlänge von etwa 250 km in den Golf von Thailand. Im Zuge dieses Bewässerungskanals mußten 4 Stauwehre und Schleusen errichtet werden.

2. Den rechtsufrigen Noi-Trakt, Ausbau einer Flußverzweigung zu einem Bewässerungskanal, der 3 km stromaufwärts der Dammbaustelle den Chao Phya verläßt und nach etwa 140 km wieder in das alte Flußbett mündet. Hier wurden 4 Stauwehre und Schleusen erstellt.

3. Den linksufrigen Chainat-Pasak-Trakt, Neubau eines Bewässerungskanals mit einer Gesamtlänge von etwa 130 km mit 4 Stauwehren und Schleusen.

4. Den linksufrigen Maharaj-Trakt, Neubau eines Bewässerungskanals, der nahe an der Baustelle seinen Aus-

gangspunkt hat und etwa in 500 bis 600 m Entfernung parallel zum alten Flußbett verläuft. Seine Gesamtlänge beträgt 109 km.

5. Den Bau des Erddammes und der Wehranlage bei Chainat im Chao Phya, deren Einzelheiten weiter unten erläutert werden.

Alle Arbeiten, deren Durchführung ausländisches Kapital erforderte, konnten erst nach Beendigung des zweiten Weltkrieges begonnen werden. Die politische Entwicklung

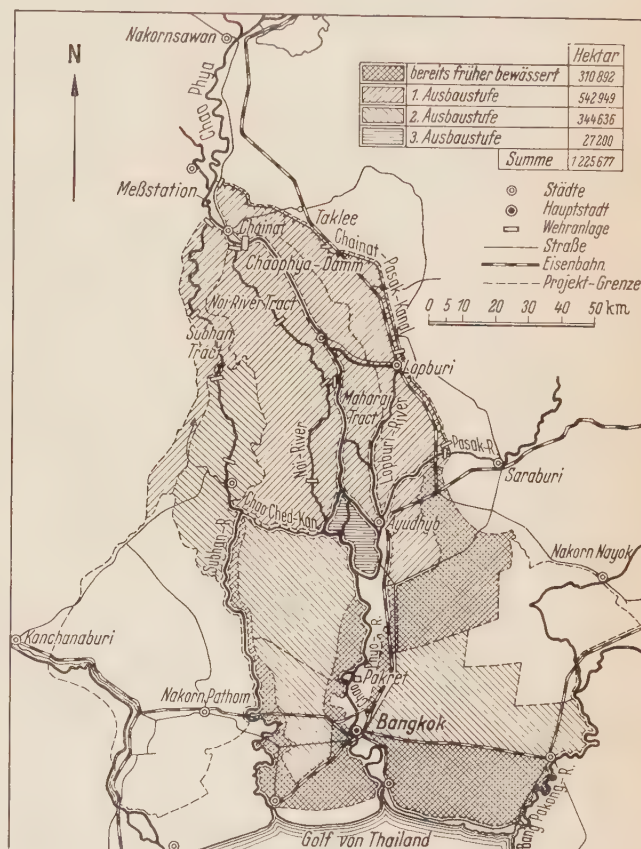


Abb. 1. Zentralebene Thailands.

im ostasiatischen Raum veranlaßte die Regierung Thailands und einflußreiche Finanzkreise des Westens, die seit langem begonnenen Arbeiten, also den Ausbau der Bewässerungskanäle, sobald als möglich zu vollenden, sowie den Ausbau des Chao Phya-Dammes und der Wehranlage, die eine wesentliche Voraussetzung für das Gelingen des gesamten Bewässerungsprojektes waren, in Angriff zu nehmen. Eine Weltbankleihe von 18 Mio. Dollar zum Ankauf eines großen Maschinenparks sowie der Stahlkonstruktion für die Wehranlage ermöglichte nun die Durchführung aller noch offenstehenden Arbeiten.

Das Preisbild für das gesamte Bewässerungsprojekt gestaltet sich etwa wie folgt:

Bewässerungskanäle 767 Mio. Baths (153,5 Mio. DM), Wehranlage und Erddamm 193 Mio. Baths (39 Mio. DM). Der Wert des nach dem Bau noch vorhandenen Maschinenparks wird auf 110 Mio. Baths geschätzt, so daß das gesamte Projekt 850 Mio. Baths (170 Mio. DM) kostet.

Der erwartete Nutzen ist etwa hierfür wie folgt:

1. Bewässerung für 550 000 ha neuen Reislandes.

2. Ergänzung des Wasserbedarfs für weitere 360 000 ha, die bereits kultiviert sind und bisher nur in besonders regenreichen Jahren bei entsprechend starker Wasserführung im Chao Phya bewässert werden konnten.

3. Gewinnung von drei neuen Wasserstraßen, die das ganze Jahr über mindestens 2 m Wassertiefe aufweisen, während der Chao Phya-Fluß bisher nur 4 Monate im Jahr schiffbar war.

Einzelheiten zum Bau des Dammes und der Wehranlage:

höhe, Flußbetthöhe liegt auf Kote + 4,0 bis + 5,0 m, stellenweise wurden Tiefen bis zu -1,0 m gemessen. Das Gefälle beträgt etwa 1 : 10 000 und deutet den Flachlandcharakter an. — Der Chao Phya führt in den Monaten Mai bis Oktober durchschnittlich 1140 m³/s ab. Für die Wehranlage wurde ein HHQ von 7200 m³/s zugrunde gelegt, die an einer höher geuferten Stelle weiter oberhalb

der Baustelle einmal gemessen wurde. Im Durchschnitt steigt das Wasser von Kote + 7,5 bis zu etwa + 15,0 während der Monate April bis Oktober.

Bodenuntersuchungen hatten ergeben, daß bei einer Lehmdeckschicht von etwa 10 m Sand in verschiedenen Körnungen bis zu 22 m Tiefe ansteht, so daß hierauf gegründet werden konnte. Auf einem kurzen Bereich der Wehranlage stieß man auf eine linsenförmige Tonschicht, die entfernt und durch eine Sand-Zement-Schicht ersetzt wurde.

Die Wehranlage in einer Gesamtlänge von 237,5 m weist 16 gleiche Öffnungen auf mit einer lichten Weite von 12,50 m, in die 7,50 m hohe Segmentschütze eingebaut wurden. Eine Bedienungsbrücke nimmt die Triebwerke auf, so daß der Antrieb von einem Mitteltriebwerk über zwei Seitentrommeln sehr einfach gestaltet werden konnte. — Außerdem führt eine Straßenbrücke

von 10 m Breite über die Pfeiler. Querschnitt der Anlage zeigt Abb. 3. Die Segmentschütze mit einem Radius von 10 m weisen weit auskragende, vertikal verlaufende Stauwandriegel auf, so daß nur zwei Hauptträger erforderlich waren, deren Abstützung mit schrägen Armen erfolgte. Eine Schablone für den Werkzusammenbau sowie eine sehr sorgfältige Ausrichtung der Lagerträger auf der Baustelle erleichterte einmal den Zusammenbau im Werk und die Baustellenmontage, so daß Ausgleichsfutter zwischen

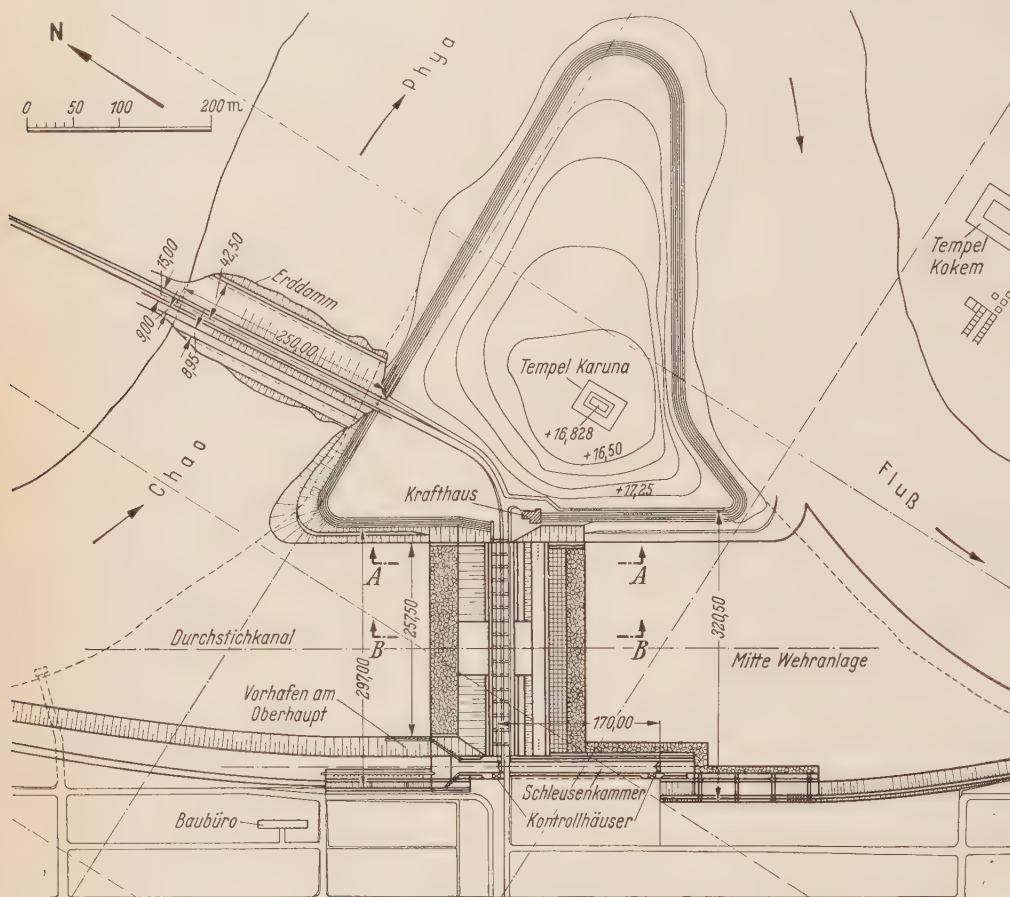


Abb. 2. Wehranlage, Schleuse und Erddamm.

Das Royal Irrigation Department (RID) unterhält ein großes Entwurfsbüro in Bangkok, das unter der Mitarbeit erfahrener Ingenieure (U.S. Bureau of Reclamation) den Entwurf in allen Einzelheiten durchführte. Acht Jahre vor Beginn der Arbeiten richtete das RID eine Meßstation etwa 2 km stromabwärts ein, während stromaufwärts eine Hydrographische Station bereits seit 40 Jahren arbeitet.

Die Bodenhöhen im weiten Umkreis der Baustelle liegen zwischen Kote + 15,0 und + 16,0 m über mittlerer See-

Schnitt A-A

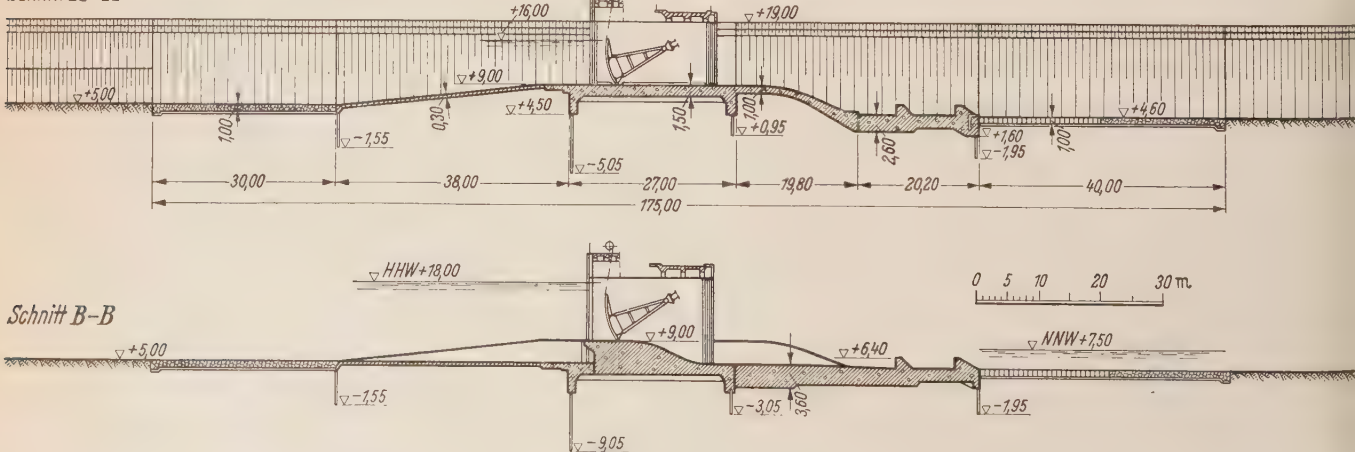


Abb. 3. Querschnitte der Wehranlage.

den Stützarmen und Hauptträgern wie auch zwischen den Lagern und Lagerträgern nicht benötigt wurden.

Die Schleuse weist eine lichte Weite von 14 m und eine Kammerlänge von 170 m bei einem Drempelsprung von 8,50 m auf. An beiden Häufern wurden Stemmtore eingebaut. Als Füllinrichtung sind in den Kammerwänden Umläufe vorgesehen, die mittels Segmentschütze bedient werden.

Der Entwurf sah anfangs eine Kraftanlage von 24 000 kW vor, um die gesamte Zentralebene Siams mit Strom zu versorgen. Da man aber seit kurzem eine große Wasserkraftanlage im Norden des Landes plant, hat man im Chainat-Damm nur eine 300 kW-Anlage vorgesehen, die lediglich das Ortsnetz speist und dem Antrieb der Segmentschütze sowie der Schleusentore dient.

Der alte Flußlauf wurde durch einen Erddamm geschlossen, dessen Krone auf Kote + 19,0 liegt und eine an die Wehranlage anschließende Straße aufnimmt. Das Material der inneren Zone ist Ton, während die äußeren Zonen Sand und Kies aufweisen, Dammneigungen nach beiden Seiten



Abb. 6. Bau des Erddammes im alten Flußbett. Nach Vortreiben zweier an den Außenseiten des Dammes angeordneter Kofferdämme wurde in deren Schutze die Flußsohle gereinigt und mit dem Einbringen sowie mit dem Einstampfen des Erddammes begonnen.

Die Bauzeit erstreckte sich von 1952 bis 1956, wobei im Durchschnitt 1500 und während der Spitzenzeit 2500 Arbeitskräfte eingesetzt waren.

Wehranlage und Schleuse wurden, wie oben dargestellt, in einer Flußschleife errichtet, nachdem eine riesige Bau-



Abb. 4. Montage der Segmentschütze und Windwerke.

grube dort ausgebaggert war, deren Trockenhaltung anfangs große Schwierigkeiten bereitete. — Zunächst wurde mit dem Betonieren der Schleuse begonnen, dann folgten Boden und Pfeiler der Wehranlage. Mitte 1955 begann man mit dem Zusammenbau der Schütze vor den Pfeilern, während gleichzeitig die Bedienungsbrücke betoniert wurde. Nach deren Fertigstellung wurden die Schütze dann in die Öffnungen eingefahren und mit den eigenen Windwerken aufgerichtet. — Im Januar 1956 erfolgte dann der Durchstich zum alten Flußbett sowie der Bau des Erddammes. Während dieser Zeit wurde der Fluß durch die

Die Erd- und Betonarbeiten umfaßten:

Aushub für die Baugrube	680 000 m ³ ,
Erdaushub für den Durchstichkanal	2 020 000 m ³ ,
Damm im alten Flußbett	200 000 m ³ ,
Betonierung der Wehranlage	85 000 m ³ ,
Betonierung der Schleuse	65 000 m ³ .

Die Bauleitung lag in Händen des Royal Irrigation Departments. Jedoch hatte die Weltbank der Regierung zur Pflicht gemacht, ein ausländisches Ingenieur-Büro mit der Beratung der Bauleitung zu beauftragen (Keir & Cawder, London). Zwei amerikanische Maschinenspezialisten überwachten Einsatz und Unterhaltung der Erdfördermaschinen, die amerikanischen Ursprungs waren und im wesentlichen alle Erdarbeiten durchführten. Die Montage der Segmentschütze und Windwerke leitete ein Ingenieur der Dortmunder UNION Brückenbau-AG.



Abb. 5. Ansicht eines Segmentschützes.



Abb. 7. Ansicht von oberstrom. Vor den mittleren 4 Öffnungen sind zum Zwecke der Sohlenbetonierung die Notschütze eingesetzt, während die Wasserabfuhr durch die 12 Seitenöffnungen erfolgt.

4 mittleren Öffnungen der Wehranlage (deep section) geleitet, deren Sohle zu diesem Zweck vorläufig noch 4 m tiefer betoniert war als die der übrigen Öffnungen. Nach Fertigstellung des Erddammes wurde dann im Schutze eines Notverschlusses die Sohle dieser Öffnungen bis auf die Sohlhöhe der Seitenöffnungen betoniert, wie es Schnitt B-B der Abb. 3 darstellt.

Die Anlage arbeitete bereits bei Einsetzen der Regenzeit des Jahres 1956 und wurde im Februar 1957 ihrer endgültigen Bestimmung übergeben.



GEBRÜDER WACKER KG · MASCHINENFABRIK · MÜNCHEN 13
NIEDERLASSUNGEN: DUSSELDORF · FRANKFURT · HAMBURG · HANNOVER
EXPORT NACH MEHR ALS 80 LÄNDERN IN EUROPA UND ÜBERSEE

Wir stellen aus: DEUTSCHE INDUSTRIE-MESSE HANNOVER
Freigelände Bonner-Straße, Stand 611

Linde

DRUCKLUFT-WERKZEUGE

FÜR BAUARBEITEN



NIETKOPF-ABSCHERHÄMMER
AUFREISSHÄMMER
SPATENHÄMMER
BETON-STAMPFER
DRUCKLUFTSCHLÄUCHE
UND ARMATUREN

GESELLSCHAFT FÜR LINDE'S EISMASCHINEN
AKTIENGESELLSCHAFT
ZWEIGNIEDERLASSUNG MASCHINENFABRIK SORTH
SORTH/RHEIN

LORENZ

Beton-Bohrpfahl



bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen

ALLGEMEINE BAUGESellschaft LORENZ-BAU ALLGEMEINE BAUGESellschaft
LORENZ & CO. M.B.H. G.M.B.H. LORENZ & CO. M.B.H.
BERLIN-WILMERSDORF ISERLOHN LÜBECK-HAMBURG-KIEL
BREMERHAVEN

Soeben erschienen:

Die Verfahren der plastischen Berechnung biegesteifer Stahlstabwerke.

Von **B. G. Neal**, M. A., Ph. D. (Cantab.), A. M. I. C. E. Professor of Civil Engineering und Chairman of Engineering Department, University College of Swansea, früherer Fellow of Trinity Hall und Lecturer in Engineering, University of Cambridge. Ins Deutsche übertragen von Dipl.-Ing. **Thomas Jaeger**, Berlin. Mit 85 Abbildungen. XI, 312 Seiten Gr.-8°. Ganzleinen DM 48,—

Inhaltsübersicht: Grundlegende Hypothesen. — Einfache Fälle des plastischen Bruches. — Plastischer Bruch. — Grundlegende Sätze und einfache Beispiele. — Allgemeine Verfahren für die plastische Tragwerksbemessung. — Ermittlungen der Ausbiegungen. — Faktoren von Einfluß auf das volle plastische Moment. — Minimalgewichtsbemessung. — Variable wiederholte Belastung. — **Anhang:** A. Plastische Traglasttheorie und Fachwerke. B. Beweise der plastischen Traglastsätze. C. Beweis des Einspiel-Satzes. — Lösungen der Übungsaufgaben. — **Namenverzeichnis.** — **Sachverzeichnis.**

Dieses Buch bietet eine geschlossene, lehrbuchartige Darstellung der Verfahren der plastischen Berechnung biegesteifer Stabwerke aus elastisch-plastischem Material. Es wendet sich an Stahlbau-Statiker, Dozenten und Studenten des konstruktiven Ingenieurbauwes. — Nach Darlegung der grundlegenden Hypothesen und Erläuterung des plastischen Versagens einfacher Stabwerke werden die Traglast-Sätze angegeben, auf die sich die folgend erläuterten Verfahren der plastischen Berechnung für einfache proportionale Belastung gründen. Die Ermittlung elastisch-plastischer Ausbiegungen wird behandelt und anschließend die verschiedenen Faktoren, die von Einfluß auf das volle plastische Moment sind. Die Erzielung einer vorgeschriebenen Tragfähigkeit bei minimalem Materialaufwand ist Gegenstand der Minimalgewichtsbemessung; die Prinzipie dieser Weiterentwicklung der einfachen Tragfähigkeitsbemessung werden an Hand eines geometrischen Analogons veranschaulicht und Lösungsverfahren angegeben. Theorie und Verfahren der Traglastberechnung für variable wiederholte Belastung werden dargelegt. — Viele Zahlenbeispiele im Text machen die Darstellung leicht verständlich; Übungsaufgaben mit Lösungen dienen der weiteren Vertiefung des Verständnisses. Umfassende Literaturangaben ermöglichen ein weiteres Eindringen in den behandelten Problemkomplex.

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



BIBER

SPERRBETON
WASSERDICHT
ANTLICH ZUGELASSEN

GUSTAV A. BRAUN
BIBERWERK
KÖLN · STUTTGART · HAMBURG



Das Entnahmebauwerk am Becken Pieve di Cadore liegt etwa 200 m oberhalb der Sperrmauer und besteht aus zwei stahlbetonverkleideten Parallelstollen von 3,50 m Durchmesser. An jedem Einlauf ist ein fester Grobrechen von 100 mm Lichtweite angebracht. Als Abschlußorgan enthalten die Entnahmestollen je eine Schnellschlußdrosselklappe und eine Schütze. Dahinter vereinigen sich die Stollen.

Der Hauptstollen ist zwischen dem Becken Pieve di Cadore und Val Gallina 24,117 km lang und hat in den ersten 15,773 km einen Durchmesser von 4,50 m und in der Reststrecke einen solchen von 4,70 m. Bei Stat. 3,0 km ist wegen ungünstiger Felsbeschaffenheit der Durchmesser auf 573 m Länge auf 4,20 m eingeengt. Auch ist hier aus Sicherheitsgründen eine Verdoppelung des Stollens nach dem Berginneren hin vorgesehen. Das hier vorhandene Fenster gestattet es, den zweiten



Stollenarm später mit möglichst wenig Betriebsunterbrechung herzustellen und an den Hauptstollen anzuschließen.

Das durchfahrene Gebirge besteht vorwiegend aus Kalk und Kalk-Dolomit bis auf die erste Strecke bis zum Val Montana, wo weniger günstige Verhältnisse angetroffen wurden. Am Stollenanfang lag zunächst fauler Kalk vor, dann schwarzer, geschichteter Kalk, abwechselnd mit rötlichem, mergeligem Sandstein in fast vertikalen oder stark geneigten Schichten. Zahlreiche Verwerfungen wurden angetroffen. Auf diese stark gestörte Zone folgte Dolomit, dann Schwarzkalk und dunkelroter, sandiger Mergel aus dem Unteren Trias, weiterhin wieder Dolomit mit Gipseinlagerungen der Raibler Schichten. In der Gegend von Perarolo findet sich auch der Anhydrit. Anschließend steht zum Teil stark zerrütteter Hauptdolomit bzw. Dolomit an, der unterhalb Val Montana in stark gepreßten Sandstein übergeht. Weiterhin kommen Kalke des Schwarzhura, Oolithe, Kalk mit Hornsteingehalt des Unteren Jura (Lias) und jurassisches Material (Dogger). Unterhalb Vajont wurden Kalke des mittleren Jura angetroffen und solche des Lias mit Hornsteineinschlüssen und Dolomite. In der Strecke von Val

stollens für den Fall, daß das Vajontbecken höher gestaut wird als bisher vorgesehen.

Der Umlauf an der Gallina kreuzt den Bach unterhalb der Sperrmauer in einer massiven Sohlschwelle und vereinigt sich am gegenüberliegenden Hang mit den beiden Betriebsstollen. Mit Hilfe der erforderlichen Verschlussorgane können alle zu erwartenden Betriebsfälle (Ausschaltung des Beckens, Betrieb mit einem oder mit zwei Spitzenstollen usw.) beherrscht werden.

Das Betriebswasser wird dem Gallinabecken durch ein mittels Grobrechen abgeschlossenes Einlaufbauwerk entnommen. Dieses nimmt an seiner Sohle auf der einen Seite den ankommenden Hauptstollen auf, auf der gegenüberliegenden Seite gehen die beiden Betriebsstollen nach Soverzene ab. Ist das Werk Soverzene außer Betrieb, dann tritt das im Hauptstollen von Pieve di Cadore zufließende Wasser durch dieses Bauwerk ins Staubecken; anderenfalls wird das ankommende Wasser sofort in die Spitzenstollen weitergeleitet, eventuell unter zusätzlicher Entnahme aus dem Gallinabecken.

Die beiden abzweigenden Stollen haben Durchmesser von 4,50 m. An den Schützenschächten ist eine nochmalige Zweiteilung vorgenommen, um kleine Abmessungen der hier untergebrachten Absperrschützen und Feinrechen zu erhalten. Jeder Schacht enthält 2 Planschützen und 2 aufziehbare Korbrechen mit 42 mm Stablichtweite. Unterhalb der Schützenschächte vereinigen sich die Schützenkanäle wieder zu den beiden Kreisstollen von 5,00 m Durchmesser, die mit 25 m Achsabstand und 2,4 km Länge zum Wasserschloß führen. Der Stollenquerschnitt ist auf 93 % der gesamten Länge nach Type 1 mit 30 cm Beton und 2 cm Glattrputz verkleidet (Abb. 4). — Kurz oberhalb des Wasserschlosses verzweigen sich die bei-

den Stollen in je zwei Leitungen von 3,50 m Durchmesser zu den vorhandenen vier Wasserschloß-Schächten.

Im allgemeinen wurde der Stollenvortrieb nach dem üblichen Schema mit Richtstollen und anschließendem Vollausbau vom Scheitel nach den Ulmen durchgeführt. Anschließend wurde der Beton eingebracht und geputzt. Dann folgten die zweimaligen Hochdruckeindrückungen. Der Baubetrieb war ziemlich schwierig, weil alle Angriffsstellen auf dem linken Piaveufer lagen, während die Staatsstraße auf dem rechten verläuft. In fast allen Fällen mußten Seilbahnen verwendet werden. Der Zugang geschah über Stege und Saumpfade. — Soweit wie möglich wurde mit Maschinen gearbeitet, jedoch waren beim Ausbruch selbst durch die wechselnde Felsbeschaffenheit gewisse Grenzen gesetzt. Dagegen wurden beim Schüttern weitgehend maschinelle Hilfsmittel verwendet. — In einigen Fällen war es möglich, das Ausbruchsmaterial zur Betonherstellung zu verwenden, in anderen wurden in der Nähe der Baustellen Kiesgruben aufgemacht. — Wenn auch der größte Teil des Stollens mit normalen Mitteln ausgebaut werden konnte, so traten doch örtlich und in gewissen kurzen Strecken erhebliche Schwierigkeiten ein. Im obersten Los 1 war eine mehr oder weniger vollkommene Auszimmerung des Querschnitts notwendig. Auch in den folgenden beiden Losen ergaben sich ähnliche Arbeiten. Hier mußte zum Teil die Kalotte vorweg betoniert werden. Die besonderen Maßnahmen in der Anhydritstrecke im Bereich von Perarolo sind schon erwähnt worden. An einer Stelle brach Erdgas aus, das in Brand geriet und mehrere Tage brannte, dann aber wieder erlosch. Verschiedentlich entstanden große Wassereinbrüche, zum Teil auch artesischer Natur. Zu erwähnen ist ferner ein Schlammteinbruch, der den Richtstollen auf 150 m mit feinstem, mit Wasser vermischem Material ausfüllte. Nach zeitraubenden Räumarbeiten wurde die gefährdete Stelle mittels Betonpfropfen verschlossen und umgangen. — Der Stollenbau erforderte 45 000 t Zement, 5000 t Stahl, 300 t Sprengstoff. Für Einpressungen wurden 10 000 t Zement und eben-

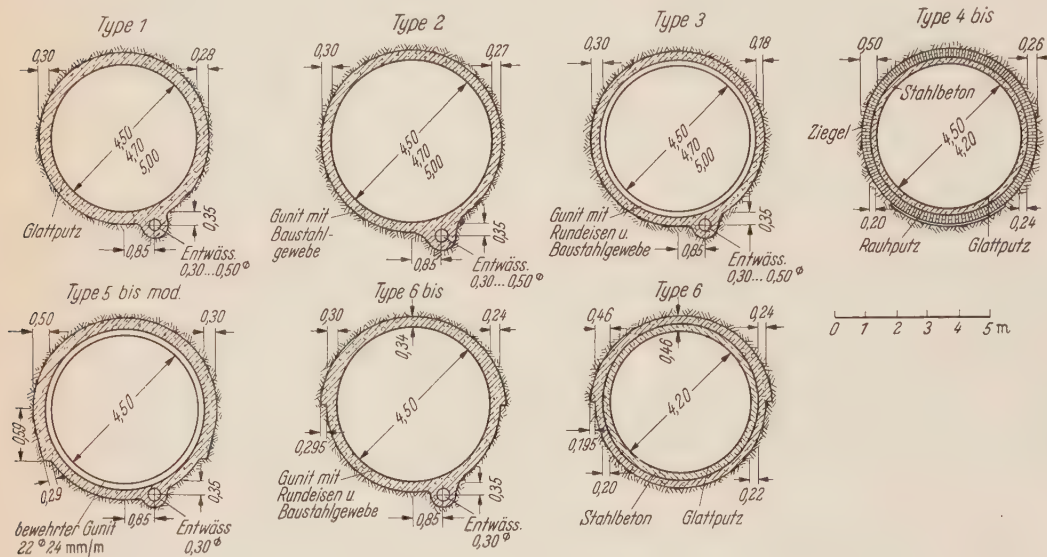


Abb. 4. Einige Regelquerschnitte des Stollens Pieve di Cadore—Soverzene.

Gallina bis zum Kraftwerk Soverzene wurden die mit dunklem und schwarzem Kalk wechselnden Dolomite durch schwarze, bituminöse Kalke der Rhätischen Stufe abgelöst, in denen die Kaverne von Soverzene angelegt ist.

Die gewählten Regelprofile des Hauptstollens gehen aus Abb. 4 hervor. Die mit unbewehrtem Beton verkleidete Type 1 wurde auf etwa 22,87 km oder $\frac{9}{10}$ der gesamten Stollenlänge verwendet, während die übrigen Typen jeweils nur die schwierigeren Felsstrecken betreffen. Die Armierung der in Frage kommenden Strecken bestand entweder aus einem Baustahlgewebe 4,5 mm ϕ mit 45 mm Maschenweite oder aus einer Rundisenbewehrung mit darübergelegtem Baustahlgewebe. In den Anhydritstrecken wurde zunächst ein 26 cm starker Mauerwerk aus Ziegeln eingebracht. Die innere Schale von 20 cm Stärke ist mit Eisen-Pozzolanement hergestellt und hat eine Ringbewehrung 14 ϕ 24 mm/m und Glattrputz erhalten. In dieser 583 m langen Strecke hat man aus wirtschaftlichen Gründen die schon erwähnte Durchmesserverringering auf 4,20 m in Kauf genommen.

In seiner unteren Strecke berührt der Hauptstollen die Speicherbecken Vajont und Val Gallina. Über die Bauwerke an der Gallina-Sperre ist an dieser Stelle bereits berichtet [Bauingenieur 32 (1957) S. 61]. Das Vajontbecken und die zugehörige Staumauer befinden sich zur Zeit noch im Entwurf. Ähnlich wie beim Gallina-Becken kann das ankommende Piavewasser später entweder in das Becken eingeleitet und durch ein besonderes Entnahmebauwerk wieder entnommen werden oder aber unterhalb der Vajontsperre um das Becken herumgeleitet werden. Diese Umleitung überquert das Vajonttal unterhalb der geplanten Sperre mittels eines Stahlbetonrohres. Der Stollenanschluß nach dem Staubecken ist vorläufig mit einem Pfropfen verschlossen, das gleiche gilt für die beiden künftigen Entnahmestollen. Unter Umständen wird hier noch eine Gegen-druckzentrale angeordnet zur Ausnützung der Höhendifferenz zwischen dem Beckenspiegel und dem Druckhorizont des Haupt-

ein auf Stollenhöhe vorhandenes Fenster transportiert wurde. Der Vollausschub geschah dagegen von oben nach unten mit Förderung nach oben. Da man mit starkem Wasserandrang während der Bauausführung rechnete, gab man den Schächten zur besseren Wasserabfuhr eine Neigung von 3 : 1. Unmittelbar auf den Vollausschub der Schächte folgten die Betonarbeiten. Die innere Armierung der 4,40 m im Lichten messenden

Wie schon erwähnt, verzweigen sich die beiden Stollen von 5,0 m ϕ an ihrem unteren Ende in je zwei Stollen von 3,50 m ϕ , die sich in den 4 Druckschächten fortsetzen (Abb. 5). Jede der



Nach einem kurzen stahlgepanzten Übergang mit je zwei Schnellschluß-Drosselklappen mit Mannlöchern setzen die Schächte an, die paarweise in elliptischen Ausbruchsprofilen liegen. Die Auskleidung besteht aus Spannbetonrohren von 2,55 m Durchmesser. Diese wurden auf einem besonderen Werkplatz in Schußlängen von 4,50 m gefertigt, zum Wasserschloß hochge-

bracht, in den Schacht eingefahren und dann versetzt. Die Rohre bestehen aus einem 19 cm starken Stahlbetonring mit äußerem Blechmantel 20/10 mm. Dieser trägt die Vorspannbewehrung, die ihrerseits durch einen Gunitüberzug geschützt wurde. Damit ergibt sich eine Gesamtstärke von 22,5 cm. Die Rohre sind für 150 m Wasserdruck am oberen und 300 m Wasserdruck am unteren Ende berechnet, und zwar für den betriebsmäßigen Höchstdruck, d. h. für den Ruhedruck zuzüglich Druckstoß. Dabei ist angenommen, daß 30 % der Belastung vom Fels aufgenommen werden. Beim Vorspannen entstanden im Beton 156 kg/cm² Druck und im Spannstahl 8320 kg/cm² Zug. Unter der Wasserlast und nach beendetem Schwinden und Kriechen betragen die Spannungen im Beton 1 kg/cm² Druck und im Stahl 7160 kg/cm² Zug.

Die Rohre wurden in folgender Weise hergestellt:
Die (für die Beanspruchung bei der Fabrikation, beim Transport und beim Verlegen gedachte) geringe schlaife Bewehrung des Betonquerschnittes wurde zwischen innerer und äußerer Stahlschalung verlegt, dann wurde in vertikaler Stellung der Beton eingebracht und mit elektrischen Schalungsrüttlern gerüttelt. Nach 24 Stunden wurde die Innenschalung entfernt, das Rohr mit Wasser gefüllt und 5 bis 6 Tage stehengelassen. Dann brachte ein Portalkran die Rohre zur Wickelmaschine. Hier wurden sie horizontal gelegt, eingespannt und gewickelt. Die beiden gleichzeitig aufgewickelten Drähte wurden mit ihren Enden an die Stahlschalung angeschweißt und durch Gewichte angespannt. Der verwendete verzinkte Spannstahl hatte 5 mm Durchmesser, 160 kg/mm² Bruchfestigkeit und 6 % Dehnung. Die Elastizitätsgrenze lag bei 100 kg/mm². Nach beendetem Wickeln wurden die Rohre mittels Kran zur Gunitanlage gebracht, nach dem Aufbringen des Putzes vertikal gestellt und wenigstens 3 Monate stehengelassen. Dann wurden sie in den Schacht eingefahren und versetzt. Der Stoß zwischen den Blechmängeln zweier benachbarter Rohrschüsse wurde durch ein außen aufgeschweißtes Flacheisen 40 × 8 mm gedichtet, dann wurde hinterbetoniert (200 kg Z/m³). Zum Einpressen waren Rohre von 3/4" Durchmesser vorgesehen, die teils unmittelbar hinter dem Vorspannrohr endeten, teils bis zum Felsen reichten. Die Einpressungen wurden mit 10 atü vorgenommen; dieser Druck war mit Rücksicht auf die im Beton ohnehin schon vorhandene Druckspannung von etwa 150 kg/cm² (im untersten Querschnitt) gewählt worden, die bei der Einpressung um weitere 55–60 kg/cm² erhöht wurden. Ursprünglich sollte eine zweite Einpressung mit höherem Druck folgen, wobei die Vorspannrohre durchbohrt werden sollten. Hiervon kam man aber später ab, weil man die Spiralbewehrung zu beschädigen fürchtete. — 25 % der Rohre wurden vor der Verlegung auf dem Werkplatz geprüft, und zwar unter dem um 10 % erhöhten Betriebs-

druck. Man schob in das Spannbetonrohr ein zweites Rohr von 2,49 m Durchmesser ein, so daß zwischen den beiden Rohren ein 3 cm breiter Spalt blieb. Der Hohlzylinderraum wurde an beiden Stirnseiten durch druckfeste Deckel verschlossen, mit Wasser gefüllt und unter Druck gesetzt, wobei die Dehnung an 4 Stellen gemessen wurde. Eines der Rohre belastete man mit 145 % des größten Betriebsdruckes. Die Betonzugspannung betrug dabei 22 kg/cm². Das Rohr riß nach 4 Mantellinien im Winkelabstand von 90° auf 2/3 der Rohrlänge. Nach Wiederherstellen des einfachen Betriebsdruckes verschwanden die Risse und waren nicht mehr wahrnehmbar. — Nach dem Einbau wurde der Druckschacht der beiden ersten Maschinensätze für den einfachen Betriebsdruck geprüft. Dabei ergaben sich in der Vorspannstrecke Wasserverluste von 0,26 bzw. 0,30 l/s.

5. Zentrale

Die Zentrale [Abb 5 und Bauingenieur 30 (1955) S. 198] besteht aus zwei getrennten Kavernen für die Maschinensätze und die elektrischen Schalt- und Kontrollrichtungen und für die Transformatoren. Die Krafthauskaverne ist im Ausbruch 74,0 m lang, 25,4 m breit und 41,3 m hoch, die Trafokaverne 49,6 m lang, 21,5 m breit und 14,2 m hoch. Der Ausbruch beider Kavernen betrug 71 000 m³, der Betoninhalt 25 600 m³. Die Krafthauskaverne ist vollständig verkleidet, wobei als Seitenwände flache Betongewölbe zwischen den aufgehenden Stützen angewandt wurden. Nur die Schmalseite am Zugangsstollen ist als Ganzes als Gewölbe ausgebildet, weil hier mit Seitenschüben gerechnet werden mußte. Die Kaverne wird durch ein Parabelgewölbe abgedeckt, das im Scheitel 90 cm stark ist und für 2000 kg/m² Belastung durch das Gebirge berechnet ist. Es stützt sich gegen den Fels ab, belastet also die Kavernenwände nicht. Darunter liegt über dem Maschinensaal ein zweites in Ziegeln ausgeführtes Gewölbe. — Ähnlich wie die Maschinenkaverne ist auch die Trafokaverne verkleidet.

Die Arbeiten an der Zentrale wurden 1942 begonnen, ein Jahr später aber unterbrochen und erst 1946 wieder aufgenommen. Vor der Unterbrechung waren ausgeführt die Richtstollen der Zufahrt und des Unterwasserstollens und ein Verbindungsstollen zwischen beiden, ferner ein Scheitelstollen auf die ganze Länge der Krafthauskaverne. Während der Bauunterbrechung wirkten diese Stollen in günstiger Weise für die Entwässerung des Gebirges und erleichterten so die spätere Wiederaufnahme der Arbeiten. Diese begann mit der Ausweitung des Unterwasserkanals und seiner Verkleidung. Der Stollen diente dann für den Abtransport des Ausbruchsmaterialies aus der Krafthauskaverne. Zur Vermeidung von längeren Betriebsstörungen am Oberwasserstollen der Anlage Piave—S. Croce hat man diesen zunächst durch einen Schrägstollen mit Schrägaufzug über-

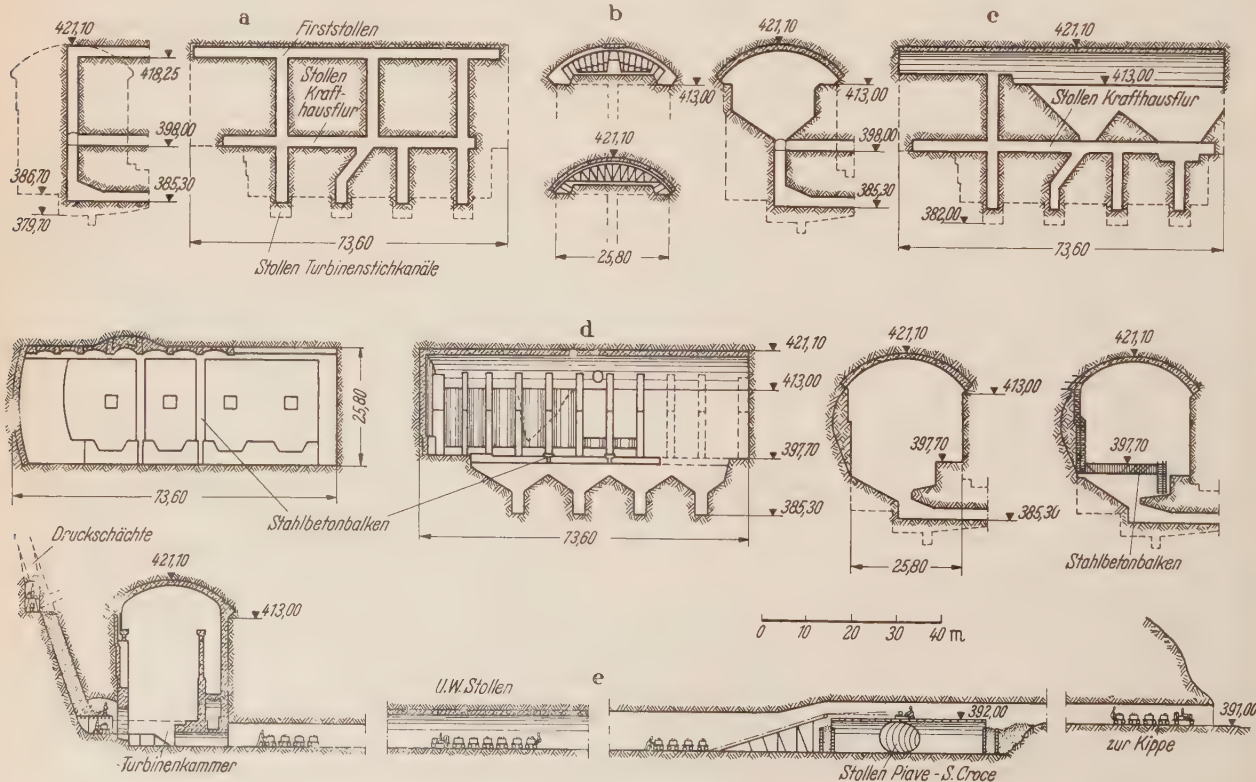
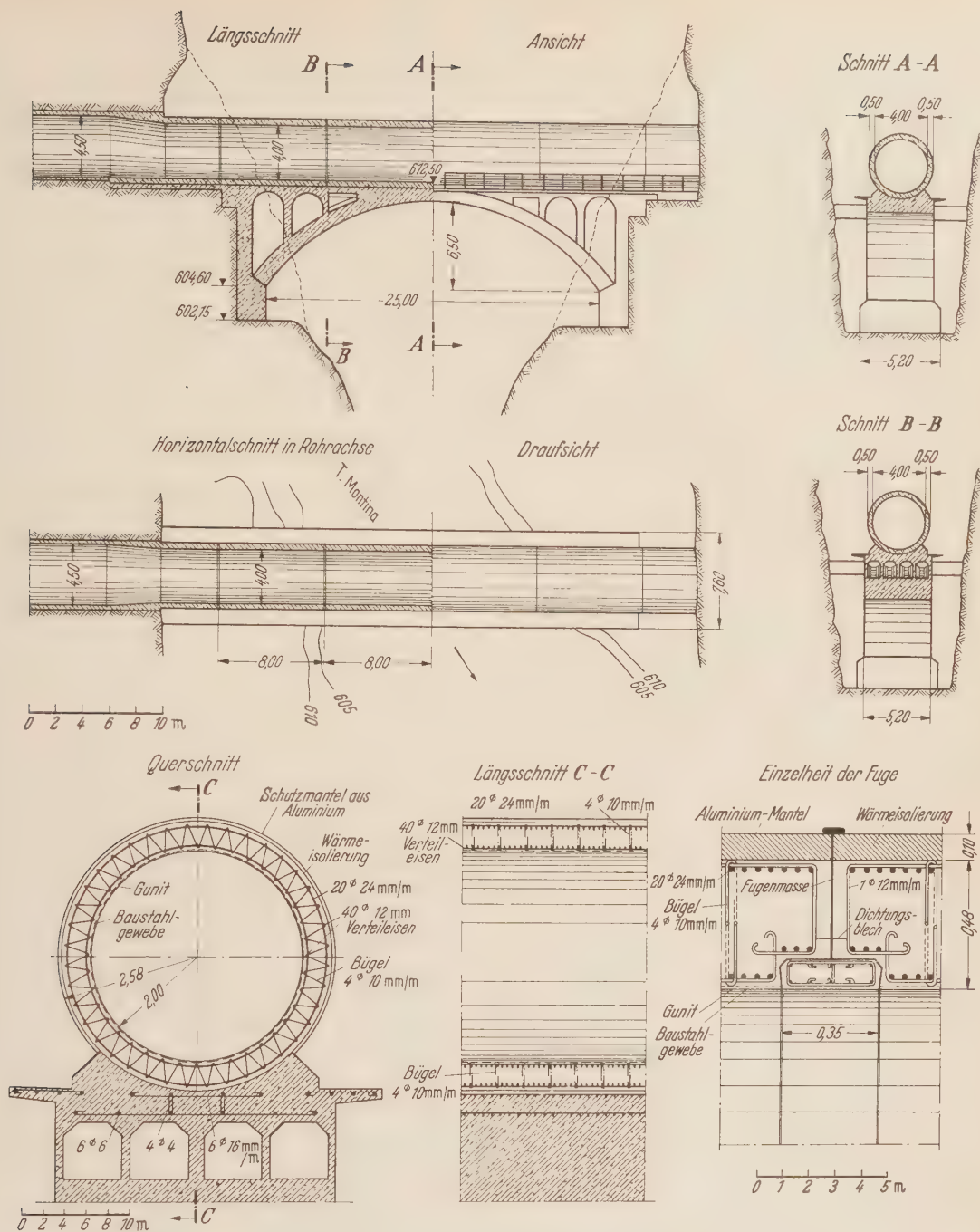


Abb 6. Bauzustände der Krafthauskaverne.



fahren. Im weiteren Verlauf des Baues wurden die Stichkanäle der Turbinen, ihr Verbindungsstollen und der Zugangsstollen ausgeführt und dann der Firstausbruch der Krafthauskaverne und das Scheitelgewölbe. Der Ausbruchvorgang ist im übrigen aus Abb. 6 ersichtlich. Nach beendeter Auskleidung der Kaverne boten die übrigen Bauarbeiten keine besonderen Schwierigkeiten. Da sich eine zentrale Betonfabrik wegen der langen Transportwege nicht empfahl, wurde der Beton in verschiedenen Längstüngen zu den Einbaustellen liegenden Mischanlagen hergestellt. Die Zuschlagstoffe entstammten dem Schotterfeld der Piave. — Ausbruch und Herstellung der Trafokaverne konnten in ähnlicher Weise vor sich gehen wie bei der Hauptkaverne. — Schwieriger waren die Arbeiten am Zugangsstollen, der schlechte Gesteinsverhältnisse und stellenweise starken Wasserandrang zeigte. Hier mußte ausgezimmert und stückweise mit Unterfangung des Scheitelgewölbes vorgegangen werden.

Wegen der maschinellen Ausrüstung des Werkes siehe Bau-
ng. 30 (1955).

6. Nebenbauerke

Im Rahmen des Ausbaues war eine ganze Reihe bemerkenswerter Nebenbauwerke, vor allem Straßen- und Rohrbrücken,

auszuführen. Als Ersatz vorhandener Brücken oder als Zugangsbrücken zu Bauwerken der Wasserkraftanlage wurden 5 Straßenbrücken gebaut, außerdem 3 Rohrbrücken in der Trasse der Kraftwasserleitung.

Hierzu gehört die Rohrbrücke über die Piave, die als 52,72 m weit gespannte Stahlbeton-Bogenbrücke das Boitewasser in einem Stahlrohr von 2,00 m Durchmesser dem Kraftwerk Perarolo bzw. dem Hauptstollen Pieve-Val Gallina zuführt (Abb. 3).

Das Kreuzungsbauwerk des Hauptstollens an der Überquerung des Val Montana zeigt Abb. 7. Hier handelt es sich um eine Bogenbrücke von 25 m Lichtweite, die ein Stahlbetonrohr von 4,00 m Durchmesser trägt.

Eine ähnliche Stollenüberführung war unterhalb der künftigen Vajont-Sperre erforderlich, wo der Stollen die Vajont-Schlucht überquert (Abb. 8, S. 162). Das Tragwerk besteht aus zwei Stahlbeton-Parabelbogen von 58,00 m Spannweite und 31,00 m Pfeilhöhe. Die Bogen sind 0,80 m breit und 1,50 bis 3,00 m hoch. Das übergeführte Rohr ist ein Stahlbetonrohr von 0,48 m Wandstärke und 4,00 m Durchmesser und für 80 m Wasserdruck ausgelegt. Beim Bau der Brücke wurden zunächst von einem an Stahlseilen hängenden Steg und mit Hilfe eines Kabelkranes die gelemten Schalungssegmente der Bogen versetzt und so-

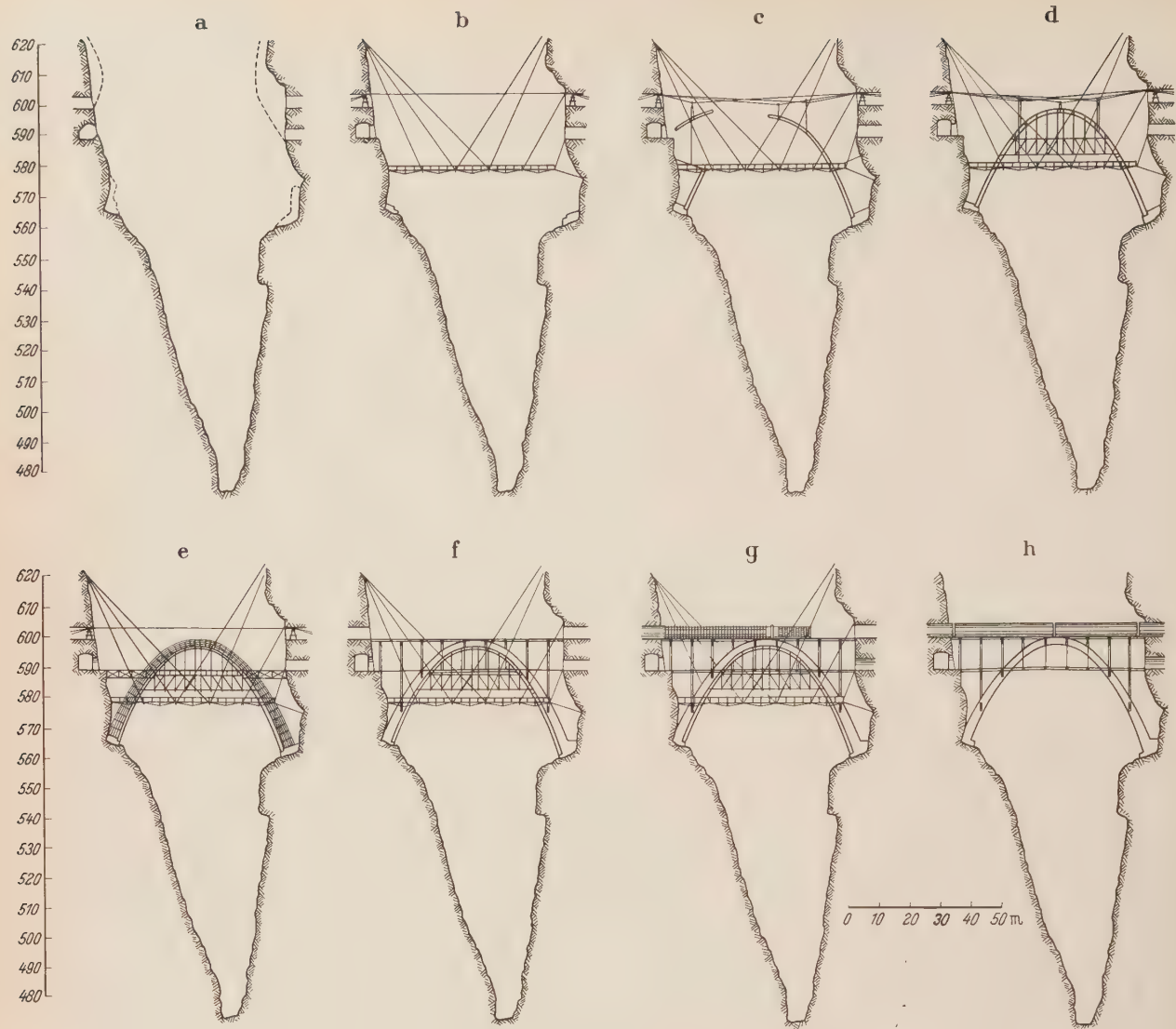


Abb. 8. Bauzustände der Rohrbrücke über den Vajont-Bach.

dann durch Gitterträger ausgesteift, wie Abb. 8 zeigt. [Nach E. Indri: Gallerie e manufatti speciali dell'impianto Piave-Boite-Maè-Vajont: Energia Elettrica 33 (1956) H. 3, S. 259.]
Josef Frank, Erlangen.

DK 624.136.034.3/.5 : 624.132.69 : 69.057.7/.8 : 621.867.2 (73)
**Förderbänder transportieren einen Berg
in einen See**

Im Staate Utah in den Vereinigten Staaten baut die Firma Morrison & Knudson für die Southern Pacific Railway einen Erddamm mit 23,7 Mio m³ Fels und Kies durch den Großen Salzsee. Dieser Erddamm, ein Bauobjekt von 49 Mio \$, soll eine hölzerne Jochbrücke, die 1902 gebaut wurde, ersetzen. Bisher können die Eisenbahnzüge über die eingleisige Brücke nur mit stark verminderter Geschwindigkeit fahren. Der Erddamm hat eine Kronenbreite von 10,60 m und kann eine Doppelspur aufnehmen. Bei Dammtiefen von 13 bis 25 m beträgt die Sohlenbreite etwa 135 m. Die Böschungsneigungen liegen somit zwischen 1 : 4 und 1 : 2,5. Die Bauzeit des Dammes wird mit mindestens drei Jahren angegeben. An diesem Damm hat alles Riesenausmaße. Der Unternehmer mußte eine Arbeitersiedlung für 1000 Menschen mit Einkaufsläden und Schule bauen. Als erste Arbeit wurden acht Sprengkammern 45 m tief in den festen Fels in Ufernähe vorgetrieben, mit 260 t Dynamit gefüllt und gesprengt, wobei für den Grundstock des Dammes 1,2 Mio m³ Fels anfielen. Dann wurde für 2,1 Mio \$ eine Förderbandanlage aufgebaut, die als das Herzstück der gesamten Baustelle gilt. Von der Westküste des Sees mit den Verladeeinrichtungen führen zwei große Förderbänder etwa 3 km ins Landinnere. Elf weitere kleine Transportbänder sind so angeordnet, daß immer ein kontinuierlicher Materialfluß gewährleistet ist. Die Gurte der beiden Hauptbänder sind 1,36 m breit und laufen mit einer Geschwindigkeit

von 4,67 m/s. Um bei dieser außergewöhnlichen Geschwindigkeit eine frühzeitige Abnutzung der Gurte zu verhindern, sind an den Aufgabel- und Verbindungsstellen Beschleunigungsbänder von 9,00 m Länge, 1,54 m Gurtbreite mit einer Gurtgeschwindigkeit von 2,75 m/s dazwischengeschaltet. Diese An-



Abb. 1. Förderband von 3 km Länge befördert 4200 t Kies in der Stunde.

ge befördert in der Stunde durchschnittlich 4200 t Material. In der Nähe des Seeufers übernimmt ein Steilförderband den Kies und lagert ihn in 21,00 m hohe, 250 000 t fassende Vorratskähnen. Unter diesen sind zwei Tunnelförderbänder mit 1,82 m Gurtbreite und 75,00 m Länge bis zur Verladeeinrichtung am Seeufer installiert. Über zehn automatisch kontrollierende Aufgabebetrachter bedient, können diese Tunnelförderbänder zusammen eine 1500 m³ fassende Schute innerhalb von 5 Minuten beladen. Das gesamte Förderbandsystem ist so aufgebaut, daß der Kies zumeist bergab läuft und dabei noch elektrische Energie erzeugt. Ein Steuermechanismus kontrolliert den Antriebsmotor beim Anfahren des Bandes und den Generator beim Bremsen bzw. bei der Stromerzeugung. Die gewonnene Energie wird den Baggern an der Kiesgewinnungsstelle oben in den Bergen zugeführt. Die Bagger beladen Lastkraftwagen, die dann den Kies an den Aufgabestellen über Trichter auf das Förderband entladen. Dabei werden Steine über 20 cm ϕ in einem zwischengeschalteten Brecher zerkleinert.

Im Großen Salzsee wird der 21 km lange Damm in zwei Abschnitten gebaut. Die ersten 7 km werden vom Westufer, wo alles Baumaterial gewonnen wird, von Bulldozern in Zusammenarbeit mit einem Bauzug der Southern Pacific Railway vorgetrieben. Die restlichen 14 km werden von Schuten geschützt. An der Felsbeladungsanlage werden die Schuten direkt von den Hinterkippern aus beladen, an der Kiesbeladungsstelle erfolgt das Beladen durch die schon oben erwähnten Tunnelförderbänder. Für die Arbeiten auf dem See sind sechs Schlepper mit je 1000 PS, vier 750 m³-Schuten mit sehr geringem Tiefgang, sechs 1500 m³-Schuten, 75,00 m lang und 16,60 m breit mit Bodenentleerung, und eine Anzahl kleinerer Kontroll- und Meßboote bereitgestellt worden. Die großen Schuten brauchen je nach Lage der Klappstelle für eine Fahrt etwa drei bis sechs Stunden und leisten dabei soviel wie 52 Lastkraftwagen während eines ganzen Arbeitstages. Die



Abb. 2. Große, bodenentleerende Schute auf dem Großen Salzsee.

großen Schuten stellen den Unterbau des Dammes bis zu einer Höhe von 3,00 m unter dem Wasserspiegel her. Die flachgebauten Schuten schütten bis 60 cm unter dem Wasserspiegel auf; die restlichen 60 cm unter Wasser und 1,20 m über Wasser werden von Lastkraftwagen vor Kopf gekippt. Von diesen wird auch anschließend eine Felspackung auf die Dammabstülpung als Schutz gegen Wellenschlag aufgebracht. Um den Dammkörper vor Setzungen zu bewahren, wurde von Naßbaggern eine 6 bis 11 m dicke Schicht von weichem, nicht standestem Boden, insgesamt 12 Mio m³, entfernt. Der Damm kann somit direkt an den festen Ton oder den salzhaltigen Fels anschließen. [Nach: "Construction Methods and Equipment" März 1957 S. 60.] Dipl.-Ing. Hermann Christoffel, Aachen.

DK 624.131.53 : 624.137.4 : 624.152.634

Vergleich von Berechnungsverfahren für verankerte Spundwände

Eine unter der Obhut von Tschebotarioff entstandene ausführliche Untersuchung behandelt die Verteilung und die Größe des Erddrucks auf verankerte Spundwände und deren statische Berechnung. Die klassischen Theorien, die Ergebnisse von Modellversuchen und von Beobachtungen an fertiggestellten Bauwerken wurden gesammelt und miteinander verglichen. Da der größte Fortschritt auf diesem Gebiet zwischen 1944 und 1954 erreicht wurde, haben sich die Verfasser auf diese Periode konzentriert.

Die Versuche von Tschebotarioff an der Princeton University [6] haben ergeben, daß die Erdwiderstandsziffern, die man bei großen negativen Wandreibungswinkeln erhält, nach den Tafeln für gekrümmte Gleitlinien von Caquot und Kérisel zu groß ausfallen. Daher hat Tsch. eine halbempirische Formel für die Berechnung des Erdwiderstands vorgeschlagen, die bei Sand folgendermaßen lautet:

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2(45 + \varrho/2) \cdot C_p \cdot C',$$

wobei der Koeffizient C_p die Wandreibung und C' die Lagerungsdichte des Sandes und den Einfluß der darunterliegenden Schichten wiedergibt. Der Baugrund wird in Sand und Ton aufgeteilt, wobei der erstere keine Haftfestigkeit und nur Reibung, der letztere nur Haftfestigkeit und keine Reibung besitzt. Nach Modellversuchen verhalten sich Mischböden entweder wie Sand oder wie Ton, je nachdem, wie groß der Ton- bzw. Schluffanteil ist.

Folgende Faktoren beeinflussen die Verteilung und die Größe des Erddrucks auf Spundwände in Sandböden:

1. Die Gewölbewirkung im Erdreich

Der Einfluß der Gewölbewirkung wird vielfach überschätzt. Nach den Modellversuchen von Tschebotarioff und Rowe kann von ihr nur bei einer voll eingerammten Wand die Rede sein, die nachträglich freigebaggert wird. Meist jedoch liegt zumindestens oberhalb der Anker hinterfülltes Material. Dann ist ein Erdgewölbe nicht vorhanden, so daß die häufig beobachteten Abweichungen des Erddrucks von der klassischen Verteilung auf andere Ursachen zurückgeführt werden müssen, die nachstehend aufgezählt sind.

2. Die Lage der Resultierenden des Erdwiderstands vor der Spundwand

Nach den Versuchen von Tschebotarioff [1] und Rowe [2] liegt die Resultierende des Erdwiderstands erheblich näher der Gewässersohle, als es nach der klassischen Erddrucklehre der Fall ist. Meist kann die Resultierende des Erdwiderstands sogar in Höhe der Gewässersohle angesetzt werden. Außerdem haben die Versuche gezeigt, daß die Erdwiderstandsziffer vor dem Fuß der Wand wesentlich größer ist, als wenn man den Wandreibungswinkel gleich Null annimmt. Man kann also beim Erdwiderstand vor dem Fuß mit sehr hohen Wandreibungswinkeln rechnen. Die Größe des Erdwiderstands hängt aber auch von der Biegsamkeit der Bohlen ab. Je weiter sich die Wand in Höhe der Gewässersohle nach vorn bewegt, desto größer ist der hierdurch hervorgerufene Erdwiderstand. Das gilt sowohl für lockeren als auch für dichten Sand. Nur bei steifen Spundwandprofilen, etwa aus Stahlbeton, fällt der Erdwiderstand geringer aus. Die Verlagerung der Resultierenden des Erdwiderstands, also des unteren Auflagers der Spundwand nach oben, hat eine wesentliche Verringerung der Spannweite der Wand und damit des Biegemomentes zur Folge. Dadurch verringert sich allerdings auch die Durchbiegung der Wand.

3. Übertragung des Erddrucks auf die Bodenschicht unter der Gewässersohle

Die Versuche von Tschebotarioff haben gezeigt, daß die Erddruckkoordinaten hinter einer Spundwand etwa in Höhe der Gewässersohle den Wert Null erreichen. Das ist eine Verteilung, wie sie nach Ohde für die Bewegung einer Spundwand um den Ankerpunkt eintritt. Statt aber die Ursache hierfür in der gleichen Richtung wie Ohde zu suchen, wird nach Tsch. angenommen, daß diese Erscheinung darauf beruht, daß in der Gleitfuge des Erddrucks Scherkräfte auf den Untergrund übertragen werden, die diesen zusätzlich belasten und den Erddruck verringern. Es geht aus der Beschreibung dieser Erscheinung jedoch nicht hervor, wie die Übertragung durch Scherkräfte spannungstheoretisch eigentlich gedacht ist. Nach der klassischen Erddrucktheorie bildet sich eine schräge Gleitfuge hinter der Wand, die zwar Scherkräfte aufnimmt. Diese werden aber beim Ansatz der Erddruckkräfte auch berücksichtigt. Interessant sind in diesem Zusammenhang Versuche von Rowe, wonach gegenüber der klassischen dreieckigen Erddruckverteilung auch bei nachgiebigem Anker eine Ermäßigung der Momente eintritt, die wesentlich größer ist als die weitere Verminderung bei festgehaltenem Anker. Das liegt daran, daß man nicht mit der reinen Gleitflächenlehre arbeiten darf, sondern davon ausgehen muß, daß die Reibung im Boden in verschiedener Stärke mobilisiert wird, wobei sich keine scharfen Gleitlinien bilden, sondern diese von Fließbereichen umgeben sind, in denen kein vollständiges Gleiten vor sich geht. In diesen wird die Bodenreibung also nur teilweise ausgelöst.



In einer Stunde montiert

Im Juni 1956 ist in Deutschland die erste Straßenbrücke aus Aluminium dem Verkehr übergeben worden. Sie wurde im Herstellerwerk komplett zusammengebaut und auf zwei Schwimmern, gezogen von einem kleinen Schlepper, zum Bestimmungsort am Datteln-Hamm-Kanal transportiert. Zwei Autokrane hoben sie auf die Uferfundamente. Schon nach etwa einer Stunde konnte der Schiffsverkehr wieder freigegeben werden.

Diese 45 m lange und 3,5 m breite Brücke, die für Fahrzeuge bis zu 12 t Traglast berechnet ist, wiegt nur 25 t. Konsequenter Leichtbau mit Aluminiumprofilen ermöglichte eine Gewichtsersparnis von 58,5 %. Die Brücke ist nicht gestrichen.

Auch im Ingenieurbau setzt sich unser Metall immer mehr durch. Seine hervorragenden Eigenschaften, werkstoffgerecht angewandt, erhöhen die Leistung und Wirtschaftlichkeit:

- **Niedriges spezifisches Gewicht,**
daher Ersparnis an Material und Transportkosten
- **Hohe Festigkeit,**
die für Konstruktionszwecke oft verwendete Aluminium-Legierung AlMgSi F32 erlaubt z. B. eine zulässige Beanspruchung auf Zug und Biegung von 1500 kg/cm²
- **Verwendung vielfältiger Strangpreßprofile**
vermindert den Konstruktions- und Fertigungsaufwand
- **Gute Korrosions- und Witterungsbeständigkeit,**
daher lange Lebensdauer

VAW

VEREINIGTE ALUMINIUM-WERKE
AKTIENGESELLSCHAFT · BONN

ALUMINIUM –

Metall mit großer Zukunft

BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN

CHEMISCHE WERKE · DATTELN · RUF. 2187

Verkaufsbüros u. Fabriklager in allen Teilen Deutschlands

CERINOL

Beton- u. Mörteldichtungsmittel

RELAX

Schalöl

CERINOL-BV

Betonverflüssiger

EUROLAN

Schutz- und Isolieranstrich

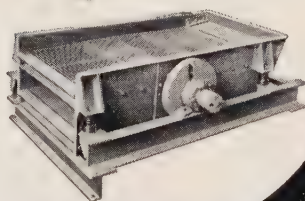
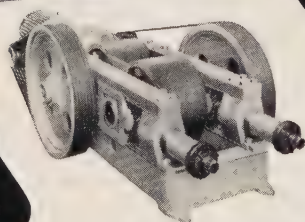
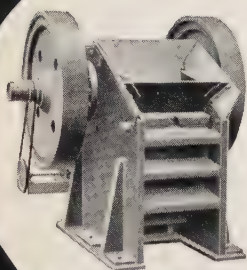
PLASTIKOL

Dachschutz und Isoliermasse

CERINOL-AEA

Mischöl zur Verbesserung von Mörtel und Beton

**SONTHOFENER
BAUMASCHINEN**
IMMER ZUVERLÄSSIG



B
U
S
B
A
C
H

Wir stellen her:

Betonmischer
Straßenbaumaschinen
Gummivielradwalzen
Zerkleinerungsanlagen
Winden und Aufzüge



BAYERISCHE BERG-HÜTTEN- U. SALZWERKE A.G.

HÜTTENWERK SONTHOFEN ALLOU

TELEFON: 2401 U. 2402 · FERNSCHREIBER: NR. 054873

compriband

FÜR JEDE DICHTUNG

Dieses ideale Dichtungsmaterial hat sich international in folgenden Fällen bestens bewährt:

- bei Dehnungsfugen im Hoch- und Tiefbau
- bei Rohrverlegungen
- beim Einsetzen von Metall- u. Holzfenstern
- bei der Verlegung von Betonfertigteilen
- bei Metallkonstruktionen und Blechverkleidungen
- bei der Verarbeitung von Plexiglas und Welleternit

Anfragen sind zu richten an:

chemiefac G M
B H

VERTRIEB UND FABRIKATION CHEMISCHER ERZEUGNISSE

DÜSSELDORF-REISHOLZ

PAUL-THOMAS-STR. 49

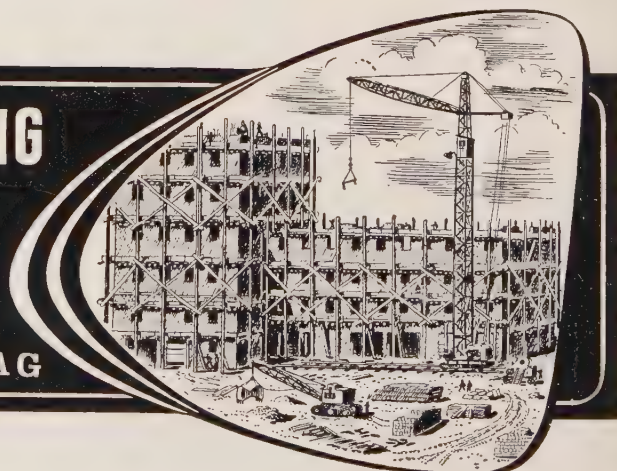
TEL. 7 14 33/34

BAUWESEN-VERSICHERUNG

EIN UNENTBEHRLICHER
SCHUTZ
IN DER BAUWIRTSCHAFT



ALLIANZ VERSICHERUNGS-AG



verringert wird, so daß ebenfalls eine solche Bewegung der Oberkante der Wand hervorgerufen wird. Nur dann also gelten die Rechnungsverfahren, welche eine Einspannung der Wand durch den Erdwiderstand oberhalb des Ankers berücksichtigen.

Vergleichsberechnungen werden für eine einfach verankerte Spundwand, bei der sich der Wasserspiegel ohne Wasserüberdruck in Höhe des Ankers befindet, durchgeführt. Für die Berechnung mit einem freiaufgelagerten Spundwandfuß werden drei Verfahren benutzt. Bei dem ersten Verfahren (nach Terzaghi [4]) beträgt der Wandreibungswinkel für den Erdwiderstand vor der Spundwand Null. Eine Sicherheit wird dadurch berücksichtigt, daß ein Teil des Erdwiderstandsreiecks abgeschnitten wird, so daß ein Trapez entsteht. Die Resultierende des Erdwiderstands greift im Schwerpunkt des Trapezes an (Abb. 1, I). Bei dem zweiten Verfahren nach Rowe [2] wird außer dem Erdwiderstand am Fuße der Wand noch eine Scherkraft angesetzt, die bewirkt, daß die Resultierende des trapezförmigen Erdwiderstandes im unteren Drittelpunkt der Rammtiefe, also etwas unterhalb des Schwerpunkts des Trapezes angreift (Abb. 1, II). Auf Grund der Untersuchungen von Rowe schlug Terzaghi 1953 [5] vor, auch bei Berücksichtigung einer Sicherheit den Erdwiderstand vor der Spundwand dreieckförmig zu verteilen (drittes Verfahren). Für den Wandreibungswinkel wird dabei $\frac{1}{2} \varphi$ angenommen und der Sicherheitsgrad zwischen 2 und 3 festgelegt (Abb. 1, III). Nach Rowe hängt die Größe des Reibungswinkels für den Erdwiderstand sowohl von der Biegsamkeit der Wand, als auch von der Lagerungsdichte des Sandes ab. Bei lockerem Sand erhält man $\delta_p = 0$, bei dichtem Sand erhält man eher $\delta_p = \frac{2}{3} \varphi$. Nach Ansicht der Verfasser sind die Erdwiderstandsbeiwerte für $\delta_p = \frac{2}{3} \varphi$ für reinen Sand, wie sie von Terzaghi vorgeschlagen worden sind, verünftigte Werte. Auch der vorgeschlagene Sicherheitsfaktor gegen Nachgeben des Spundwandfußes scheint die wirklichen Verhältnisse am besten wiederzugeben. Man sollte jedoch die Momente der Spundwand für einfache Sicherheit des Erdwiderstands berechnen, da sie sonst zu groß ausfallen. Merkwürdig ist, daß der Fall freier Auflagerung des Spundwandfußes nicht mit einem Wandreibungswinkel $\delta_p = \frac{2}{3} \varphi$ und einfacher Sicherheit durchgerechnet wurde. Wenn man dieses bei uns übliche Verfahren verwendet, fällt der Vergleich zwischen Messungen und Berechnungen für das Verfahren der freien Auflagerung wesentlich günstiger aus.

Die Berechnung des gleichen Beispiels nach den dänischen Normen (Abb. 2) wird sorgfältig unter weitgehender Ausarbeitung der noch unklaren Punkte der Normen durchgeführt. Letzten Endes wird dies Verfahren aber abgelehnt, da die Modellversuche von Tschebotarioff und von Rowe die untabile Struktur der Gewölbe gezeigt haben. Unnachgiebige Anker sind eigentlich nur bei Spundwänden vor Pfahlrosten vorhanden. Es ist kein Zufall, daß das dänische Verfahren wesentlich auf der Kaimauerkonstruktion der Firma Christiani & Nielsen beruht. Außerdem treffen die dänischen Normen selbst bei eingerammten und abgegrabenen Spundwänden nicht ganz zu, da bei derartigen Bauwerken ein Erdwiderstand oberhalb des Ankers vorhanden ist, während bei den dänischen Normen eine erhöhte Erddruckspannung nur unterhalb des Ankers angesetzt wird.

Von den von Blum stammenden Vorschlägen wird nur das Ersatzbalkenverfahren herangezogen, weil das genauere Verfahren für den eingespannten Spundwandfuß den Verfassern unumstößlich erscheint. Allen Ansätzen von Blum wird für Sandböden der Vorwurf gemacht, daß der Nullpunkt der Momentenfläche in starkem Maße vom Reibungswinkel abhängt. Dies sei ein fundamentaler Fehler, da es kein befriedigendes Mittel gibt, um ungestörte Bodenproben aus Sand zu entnehmen und deswegen eine wesentliche Abweichung zwischen dem wirklichen Reibungswinkel und seiner angenommenen Größe vorhanden sein kann.

An Stelle des Ersatzbalkenverfahrens von Blum wird für Sandböden das vereinfachte Ersatzbalkenverfahren von Tschebotarioff empfohlen. Dieser Ansatz ist eine empirische Auswertung der von Tsch. ausgeführten Modellver-

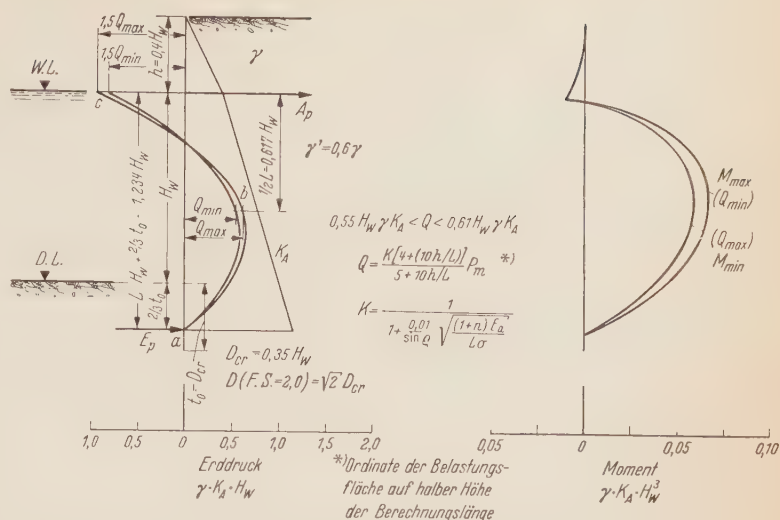


Abb. 2. Erddruck- und Momentenlinie entsprechen den dänischen Normen unter Beachtung der Steifigkeit der verankerten Spundwand.

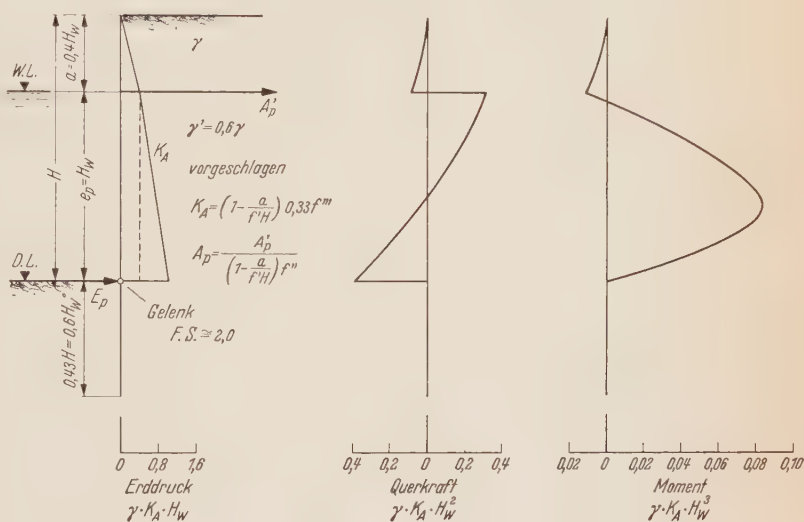


Abb. 3. Erddruck-, Querkraft- und Momentenlinie, berechnet nach dem vereinfachten Ersatzbalkenverfahren von Tschebotarioff für verankerte Spundwände in Sand.

suche. Die Resultierende des Erdwiderstands wird in Höhe der Gewässersohle angenommen. Im übrigen wird das Ersatzbalkenverfahren von Blum sinngemäß übernommen, indem auch der Momentennullpunkt in die Höhe der Gewässersohle gelegt wird (Abb. 3). Auf eine genaue Berechnung des Erddrucks nach der klassischen Erddrucktheorie mit Hilfe von Werten für den Reibungswinkel, die im Laboratorium oder sonstwie bestimmt worden sind, wird verzichtet. Vielmehr wird grundsätzlich von den Erddruckwerten für einen Reibungswinkel von 30° ausgegangen und je nach der vorhandenen Bodenart mit Koeffizienten multipliziert, die von den folgenden Umständen abhängen: der Wandreibung (dieser Faktor wird von der Steifigkeitsziffer von Rowe und der Lage des Spundwandbauwerkes an einer geschützten oder ungeschützten Stelle und dem Vorhandensein von reinen oder schluffigen Sanden abhängig gemacht), von den Kapillarkräften im Boden oberhalb des Ankers und von der Konsistenz bzw. dem Sand- oder Kiesanteil der angetroffenen Bodenart. Dieses Berechnungsverfahren stimmt besonders gut mit den Messungen an verschiedenen Spundwandbauwerken überein.

Das gilt auch von dem Berechnungsverfahren von Rowe [2], das im untersuchten Beispiel nahezu die gleichen größten Biegemomente liefert wie das Verfahren von Tschebotarioff. Da jedoch die Ergebnisse von Rowe weitgehend von der Steifigkeit der Wand abhängig sind, ist nicht gesagt, daß die Übereinstimmung in allen Fällen gleich gut sein muß. Die Verfasser schließen aber aus dem durchgeführten Vergleich, daß es nicht notwendig ist, das Verfahren von Rowe anzuwenden, sondern daß für sandige Böden der einfache Vorschlag von Tschebotarioff vollkommen ausreicht. Ein Vergleich der Rechnungsergebnisse (Tabelle 1) zeigt, daß die bei-

den ältesten Verfahren (freie Auflagerung des Spundwandfußes und Dänische Normen) die größten Unterschiede voneinander ergeben. Die übrigen Verfahren liegen innerhalb dieser Grenzen.

Die Berechnungen der Tabelle 1 beruhen auf den vorangegangenen Abbildungen. Soweit nicht anders vermerkt, sind sie für eine Erdwiderstandsziffer $\lambda_p = 6,4$ ausgeführt. Das entspricht einem Wandreibungswinkel von 30° und einem inneren Reibungswinkel des Sandes von $31,5^\circ$ bei Benutzung der Erd-drucktabellen von Tschebotarioff: Soil Mechanics, Fund-ations and Earth Structures, New York 1951. Tabelle 1 enthält verschiedene Sicherheiten, die sich auf die Rammtiefe beziehen. Teilweise wurden die Vergleichsberechnungen unter Zugrunde-legung einer bestimmten, von vornherein angenommenen Rammtiefe durchgeführt und nachträglich die hierfür vorhan-dene Sicherheit gegen Ausweichen des Spundwandfußes be-stimmt. Bei dem Verfahren von Blum wurde entsprechend den Anweisungen mit einer einfachen Sicherheit gerechnet.

Bei Spundwänden, die sich in Tonböden befinden, gibt es zwei verschiedene Berechnungsverfahren. Das erste, das 1945 von Skempton [3] entwickelt wurde, benutzt die reine Haft-festigkeit im Bruchzustand, wie sie durch den Zylinderdruck-versuch erhalten wird, und verwendet die $\rho = 0$ -Analyse. An Stelle der Haftfestigkeit c erscheint also die Zylinderdruck-festigkeit q_u in den Formeln, was aber auf das gleiche heraus-kommt wie eine Einführung der Haftfestigkeit (Abb. 4). Es handelt sich hierbei um die übliche klassische Berechnung einer

Tabelle 2. Ergebnisse von Vergleichsrechnungen mit Spundwänden in Ton.

Grenzwertverfahren nach Skempton:

Annahme	$\frac{D}{H_W}$	Sicher-heit	$\frac{q_u}{\gamma \cdot H_W}$	$\frac{A_p}{\gamma \cdot H_W^2}$	$\frac{M}{\gamma \cdot H_W^3}$
$K_a = 1 - q_u/\gamma H$	0,3	1,0	0,569	0,062	0,0196
$\max M$ auf Grund-lage der Ramm-tiefe bei ein-facher Sicherheit	0,5 0,7	1,0 1,0	0,530 0,508	0,081 0,096	0,0297 0,0380
$K_a = 1 - q_u/\gamma H$	0,542	2,0	0,569	0,069	0,0246
$\max M$ auf Grund-lage der Ramm-tiefe mit doppel-ter Sicherheit	0,870 1,190	2,0 2,0	0,530 0,508	0,091 0,109	0,0376 0,0478

Ruhedruckverfahren für konsolidierten Boden nach Tschebotarioff:

Annahme	$\frac{D}{H_W}$	Sicher-heit	$\frac{q_u}{\gamma \cdot H_W}$	$\frac{A_p}{\gamma \cdot H_W^2}$	$\frac{M}{\gamma \cdot H_W^3}$
$K_a = 0,5$	0,3	1,0	0,878	0,164	0,0359
Gelenkin Sohlen-höhe mit Druck-verminderung	0,5 0,7	1,0 1,0	0,707 0,633	0,164	0,0359
$K_a = 0,5$	0,3	1,0	1,010	0,169	0,0389
Gelenkin Sohlen-höhe ohne Druck-verminderung	0,5 0,7	1,0 1,0	0,810 0,707	0,169	0,0389

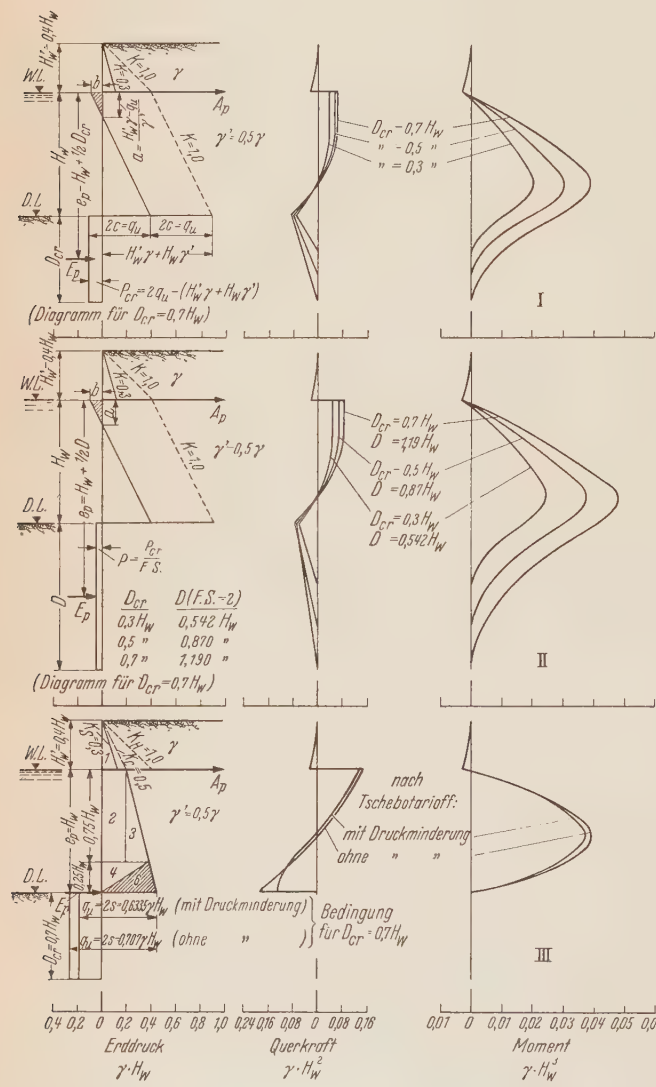


Abb. 4. Erd-druck-, Quer-kraft- und Momentenlinie zum Vergleich von drei Berechnungsverfahren für verankerte Spundwände in Ton. I. Vorschlag von Skempton mit Werten, die auf der Grundlage der kritischen Einspanntiefe berechnet wurden; II. Vorschlag von Skempton mit Werten, die auf der Grundlage der Einspanntiefe mit einem Sicherheitsfaktor von 2 berechnet wurden; III. Vorschlag von Tschebotarioff mit Werten, die mit und ohne Druck-abminderung im Bereich Nr. 6 berechnet wurden.

Wand für einen Boden, der nur Haftfestigkeit besitzt. Das Verfahren von Skempton wird für einfache und für doppelte Sicherheit bei der Rammtiefe durchgeführt.

Demgegenüber vertritt Tschebotarioff den Standpunkt, daß sich die Spundwände, die in einen Tonboden gerammt sind, zum mindesten bei solchen Tonen, die nicht brüchig, sondern plastisch sind, so verhalten, als ob sie auf den Ruhedruck des Bodens hin berechnet worden sind. Das würde also bedeuten, daß die Druckverteilung dreieckförmig verläuft und mit einer Ruhedruckziffer von etwa 0,5 ermittelt wird. Spätere Arbeiten der Schüler von Tschebotarioff haben die Größe der Ruhedruckziffer bei verschiedenen Bodenarten näher erforscht. Eine gerissene oder druckfreie Zone an der Oberkante der Wand wird hier nicht eingesetzt. Vielmehr beginnt der dreieckförmige Erddruck unmittelbar in Höhe der Geländeoberfläche. Bei brüchigen Tonen kann die Ruhedruckziffer höher ausfallen. Auch bei Tonböden kann eine Übertragung des Erddrucks durch Scherkräfte in Höhe der Gewässersohle vorkommen.

Das Verfahren unterscheidet sich also schon durch die Verteilung des Erddrucks grundsätzlich von dem vorhergehenden. Auch der Erdwiderstand wird anders eingesetzt. Während Skempton als Ordinate die Größe $2q_u - H \cdot \gamma$ benutzt, setzt Tschebotarioff hierfür $2c - 0,5 H \cdot \gamma$. Der Erdwiderstand ist demnach halb so groß wie zuvor. Die Druckverteilung ist in beiden Fällen rechteckig. Wiederum wird wie bei dem anderen Berechnungsverfahren von Tsch. der Auflagerpunkt des Ersatzbalkens in Sohlenhöhe angenommen. Hierdurch wird die Ermittlung der Rammtiefe vereinfacht.

Unter Druckverminderung wird der Fortfall der mit 6 bezeichneten Erddruckfläche in Abb. 4 verstanden. Das Dreieck darf fortgelassen werden, wenn es sich um mittelsteifen oder steifen plastischen Ton handelt, nicht jedoch bei weichen Tonen

it geringer Scherfestigkeit. Diese Ermäßigung des Erddrucks ill die beobachtete Überleitung auf darunterliegende Schich- n durch Scherspannungen wiedergeben.

Abschließend kommen die Verfasser zu dem Ergebnis, daß ei allen Spundwänden, die in sandartige Böden ge- mmt werden, das vereinfachte Ersatzbalkenverfahren nach schebotarioff die besten Ergebnisse bringt. Eine freie auflagerung des Spundwandfußes hat viel höhere Biegun- momente zur Folge, als sie bei Modellversuchen und bei be- ehenden Bauwerken beobachtet worden sind. Nur in Aus- ahmefällen konnte festgestellt werden, daß die freie Auf- gerung des Spundwandfußes mit der Wirklichkeit überein- immt, und zwar wenn die Spundwände eine zu geringe Ein- indtiefe besitzen und sehr steif sind. Das Verfahren von lum mit Einspannung des Spundwandfußes liefert zu große ammtiefen. Außerdem ist es umständlich und nicht leicht nzuwenden, wenn Besonderheiten des Untergrundes oder der elastung berücksichtigt werden sollen. Das Verhalten einer interfüllten Spundwand ist vollständig verschieden von dem ner eingerammten und frei gebaggerten Spundwand. Die änsischen Normen berücksichtigen nur den letzteren Fall und ollten auf ihn beschränkt bleiben, und zwar lediglich bei Sand- öden. Sie können im übrigen auch nur als Faustregel an- esehen werden. Außerdem steht ihre umständliche Anwen- ung einer allgemeinen Verwendung als Berechnungsverfahren entgegen. Das Verfahren von Rowe mit einer Herab- nderung der Biegemomente, bezogen auf die Momente für ne freie Auflagerung des Spundwandfußes, ist in der An- endung umständlich und liefert Ergebnisse, die etwa den- enigen entsprechen, die man mit dem vereinfachten Ersatz- alkenverfahren von Tschebotarioff ohne Berücksichtigung

der Steifigkeit der Spundwand erhält. Diese Übereinstimmung gilt zumindestens für die normalen Stahlprofile und für Stahl- betonprofile mit hohen zulässigen Spannungen.

Das Ruhedruckzifferverfahren für die Berechnung von Spundwänden in Ton gibt eine Erddruckverteilung, die gut mit den gemessenen Werten übereinstimmt. Sie sollte der klassi- schen Grenzwertmethode vorgezogen werden.

[Nach Gibbons und Jasper: Analytical Comparison of Anchored Bulkhead Design Theories, Master-thesis, Princeton University/USA (1954).]

E. Schultze, Aachen.

Literatur

1. Tschebotarioff: Large Scale Model Earth Pressure Tests on Flexible Bulkheads. Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 74 (1948) S. 9 und Transactions Am. Soc. Civ. Eng. (1949) S. 415 und 524.

Tschebotarioff: Large Scale Earth Pressure Tests with Model Flexible Bulkheads. Final Report to the Bureau of Yards and Docks, U.S. Navy, Princeton University (1949) S. 272.

2. Rowe: Anchored Sheet Pile Walls. Proc. Inst. Civ. Eng. Lon- don 1 (1952), Teil I, S. 27.

3. Skempton: Earth Pressure and Stability of Slopes. Inst. Civ. Eng. London (1946), (The Principles and Applications of Soil Mechanics), S. 31.

4. Terzaghi: Distribution of Lateral Pressure of Sand on the Timbering of Cuts. Proc. 1. Int. Conf. Soil Mech. Cambridge, Mass 1, (1936) S. 211.

5. Terzaghi: Anchored Bulkheads. Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 79 (1953), Nr. 262, S. 39.

6. Tschebotarioff and Johnson: The Effects of Restraining Boundaries on the Passive Resistance of Sand. Princeton University (1953) Report to the Office of Naval Research, Washington, D. C.

Buchbesprechungen

DK 628.1 (023)

Höll, K.: Untersuchung, Beurteilung, Aufbereitung von Wasser. 2. Aufl. 191 S. Berlin: Walter de Gruyter 1958. Gzln. 19,80 DM.

Die vorliegende zweite neubearbeitete Auflage behandelt unter Berücksichtigung neuerer Literatur und stärkerer Be- achtung limnologischer Belange eingangs in einem besonderen bschnitt allgemeine Gesichtspunkte über die Wasserunter- suchung, Untersuchungsverfahren und Arbeitsmethoden. An- hließend gibt der Verfasser dann eine Übersicht über die lgemeine Prüfung von Trinkwasser an Ort und Stelle und n Laboratorium, wobei kurz auf die verschiedenen gebräuch- lichen Brunnenbauarten und auf die Merkmale der Einzel- asserversorgung und der zentralen Wasserversorgung hin- gewiesen wird. Da die Untersuchungsergebnisse und die dar- aus zu folgernde Beurteilung eines Trink- und Brauchwassers n hohem Maße von der sach- und fachgemäßen Probenahme hängig sind, werden die dabei zu beachtenden Gesichtspunkte isführlich dargestellt.

In einem weiteren Kapitel wird die eigentliche Trinkwasser- nalyse in hygienisch-chemischer Beziehung behandelt, die uskunft darüber gibt, ob ein Wasser, vor allem seuchen- ygienisch, einwandfrei ist, eine Frage, die ja in erster Linie, onders aber bei Einzelbrunnen, geklärt werden muß. er sich daran anschließende Abschnitt über die Beurteilung es Trinkwassers basiert im wesentlichen auf den Trinkwasser- itsätzen des Deutschen Vereins von Gas- und Wasser- chmännern (DIN 2000). Zur Abrundung werden Normal- erte für Trinkwasser und Beispiele für Trinkwasseranalysen on Einzelbrunnen und deren Auswertung gegeben.

Sehr ausführlich, gewissermaßen als Kernstück des Buches, ird in zwei besonderen Abschnitten die chemische Unter- suchung von Trinkwasser bei der zentralen Wasser- erversorgung — die große Trinkwasseranalyse — sowie seine urteilung dargelegt. Ein vom Verfasser empfohlener Arbeits- ung kann dabei als Richtschnur für den Gang der einzelnen ountersuchungen dienen. Mit der Behandlung der Gesichts- punkte für ein gutes Trinkwasser werden vom Verfasser auch eichzeitig die bekannten Aufbereitungsverfahren beschrieben. n Ende dieses Abschnittes wird wieder eine Reihe vergleich- erner Analyseergebnisse mit der sich daraus ergebenden Be- teilung gegeben.

Ergänzend behandelt der Verfasser am Schluß seines uches in einem Abriss die chemische Untersuchung und Beur- tilung von Schwimmbadwasser, Wasser für Bauzwecke, von wasser und Kesselspeisewasser.

Zusammenfassend ist zu sagen, daß das Buch über den Rahmen der bekannten deutschen Einheitsverfahren zur Wasseruntersuchung hinaus übersichtliche praktische Anhalts- punkte für die Beurteilung der Wässer gibt und auch die ver- schiedenen Aufbereitungsverfahren für Trinkwasser behandelt. In dieser Form ist es ein gutes Hilfsmittel nicht nur für den Fachmann größerer Wasserversorgungsunternehmen, Wasser- laboratorien, Untersuchungsämter usw., sondern auch für die Leiter mittlerer und kleinerer Wasserwerke, die häufig nicht über ein werkseigenes Labor verfügen und Stoffbestimmungen oftmals selber machen müssen. Als Taschenbuch für die prak- tischen Arbeiten im Labor und an Ort und Stelle dürfte es für die Fachwelt unentbehrlich sein. Erwünscht wäre noch eine, wenn auch kurze, Darstellung der Methoden für die Be- stimmung der Radioaktivität im Wasser, da das Problem der Reinhaltung der Wässer von radioaktiven Stoffen auch in Deutschland künftig immer mehr an Bedeutung gewinnt.

Hünerberg, Berlin.

DK 69.002.5 (73) (023) = 3

Baumaschinen und Baubetrieb in USA. Beobachtungen einer deutschen Studiengruppe. Bearb. von Prof. Dr. G. Garbotz. Hrsg. Rationalisierungs-Kuratorium der Deut- schen Wirtschaft — Auslandsdienst, H. 58. 122 S. Größe: 17 · 24,5 cm. Mit 182 Abb. u. 4 Tafeln. München: C. Han- ser 1957. Kart. 14,50 DM.

Mit dieser Schrift werden die Eindrücke der 7köpfigen FOA- Studiengruppe „Baumaschinen und Baubetrieb“ während ihres 44tägigen Aufenthalts in den USA im Jahre 1954 sachlich ge- ordnet vorgelegt. Nach einer vorangestellten Darlegung über Leben und Wirtschaft (Verkehr, Lebensstandard, Erziehung, Produktion in der Bauwirtschaft) in den USA werden in je einem besonderen Kapitel Erdbaugeräte (Hoch-Tief-Bagger und Lader, Flachbagger und Transportgeräte als Hinterkipper und Bodenentleerer), Straßenbau (Schotter- und Kiesunterbau, Unter- bau mit Bodenvermörtelung, Trocken- und Mischanlagen sowie Verteiler für den Schwarzdeckenbau, Betondeckenbau) und Betonbau (Baustoff-Umschlag, Betonherstellung und -verarbei- tung) behandelt. Darüber hinaus werden Fertigungs- und be- triebswirtschaftliche Fragen der amerikanischen Baumaschinen- industrie erörtert. In den beigelegten Nutzenwendungen wird aufgezeigt, welche gewonnenen Erkenntnisse der Studiengruppe und amerikanischen Erfahrungen für die deutsche Bau- und Bau- maschinenindustrie besonders brauchbar sind.

Von den beschriebenen und im Bild gezeigten amerikani- schen Baumaschinen sind verschiedene inzwischen auf Ausstellun-

gen und Messen in der Deutschen Bundesrepublik vorgeführt und von westdeutschen Bauunternehmungen auch gekauft worden. Amerikanische Konstruktionen und Verbesserungen von Arbeitsmethoden sind inzwischen auch bei westdeutschen Bauarten bzw. Bauweisen angewandt worden.

Die Hinweise der Schrift auf die sehr sparsame Verwendung der menschlichen Arbeitskraft auf den amerikanischen Baustellen und in den Baumaschinenfabriken — bei letzteren durch starke Rationalisierung in der Fertigung der Baumaschinen — sind sehr aufschlußreich und können, natürlich bei Anpassung an westdeutsche Verhältnisse, vielfach richtungweisend sein.

Dipl.-Ing. E. Rathsmann.

Neuerscheinungen

Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover. (Fotomechan. Schreibmaschinendruck). **Heft 12: Zitscher, Reg.-Baurat, Dr.-Ing. Fritz-Ferd.: Möglichkeiten und Grenzen in der konstruktiven Anwendung von Asphaltbauweisen bei Küstenschutzwerken.** 344 S. mit zahlreichen Abb. und 72 S. Lit.-Verz. Gr. DIN A 5. Eigenverlag der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover, 1957.

Friedrich, W.: Tabellenbuch für Bau- und Holzgewerbe. Zum Unterricht in Fachkunde, Fachrechnen und Fachzeichnen der Berufs-, Berufsfach- und Fachschulen, sowie zur eigenen Fortbildung und zum praktischen Gebrauch. Bearbeitet von P. Plogstert und A. Teml. 187.—196. Aufl. IV, 220 S. mit zahlr. Abb., Gr. DIN A 5. Bonn: Ferd. Dummlers Verlag 1958. Geh. 5,80 DM.

Bauleistungsbuch. Textvorlagen für Bauleistungsbeschreibungen. In Verbindung mit dem Deutschen Vergütungsausschuß für Bauleistungen herausgegeben vom Deutschen Architekten- und Ingenieurverband. Zur überarbeiteten VOB sind erschienen:

Anstricharbeiten, DIN 18 363, 6. Aufl. 1957, 56 Seiten, DIN A 5, geh. 2,50 DM.

Erdarbeiten im Hochbau, DIN 18 300, 1957, 23 Seiten, DIN A 5, geh. 1,50 DM.

Naturwerksteinarbeiten, DIN 18 332, 1957, 27 Seiten, DIN A 5, geh. 1,60 DM.

Köln-Braunsfeld: Verlagsges. Rudolf Müller.

Technische Vorschriften und Richtlinien für den Bau bituminöser Fahrbahndecken, Teil 5: Kalteinbaufähiger Asphalt- und Teerbeton, Ausgabe 1957. Herausg. vom Bundesminister für Verkehr, Abt. Straßenbau. Zu beziehen durch die Geschäftsstelle der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e. V., Köln, Deutscher Ring 17.

Schlums, Prof. Dr.-Ing. habil. J.: Zweckmäßigste Verfahren für die Ermittlung der Erdmassen beim Bau von Verkehrswegen. 28 S. Gr. DIN A 4 mit 24 Abbildungen. Berlin: Verlag für Technik u. Kultur, 1957. Geh. 5,80 DM.

Richtlinien für die Durchführung von Bauaufgaben des Bundes im Zuständigkeitsbereich der Finanz-Bauverwaltungen — RB Bau. Herausg. vom Bundesminister der Finanzen. Gr. DIN A 4, Loseblattform. Berlin: W. Ernst und Sohn, 1957. Kart. 3,95 DM.

Beispiele angewandter Forschung, 1957. Herausg. von der Fraunhofer-Gesellschaft zur Förderung der angewandten Forschung e. V. 120 S. mit zahlr. Abb., Gr. 17·24 cm. Das Heft ist kostenlos erhältlich durch die Geschäftsstelle der Fraunhofer-Gesellschaft, München 19, Romanstraße 13.

von Halasz, Prof. Dipl.-Ing. R.: Flachdachkonstruktionen (Dachdecken) in Massivbauweise. Schriftenreihe „ABC der Dachpappe“, herausgeg. vom Verband der Dachpappenindustrie e. V., 1957. 24 S. DIN A 5 mit 8 Abbildungen und 3 Tafeln. Kostenlos auf Anfrage beim Verband der Dachpappen-Industrie, Wiesbaden, Viktoriastraße 16.

Beton-Kalender 1958. Taschenbuch für Beton- und Stahlbetonbau sowie die verwandten Fächer. Unter Mitwirkung hervorragender Fachleute herausgegeben vom Verlag der Zeitschrift „Beton- und Stahlbetonbau“. Schriftleitung: Dipl.-Ing. Georg Ehlers, Frankfurt/M. XLVII. Jahrgang. Gr. DIN A 6. Teil I und II zusammen XX, 1408 S. mit 1428 Abb. Berlin: W. Ernst u. Sohn 1958. Geb. 19,20 DM (Abgabe erfolgt nur geschlossen).

Verschiedenes

Dr.-Ing. Joosten 80 Jahre

Dr.-Ing. Hugo Joosten vollendete am 9. März 1958 sein 80. Lebensjahr.

Nach Abschluß seines Studiums trat er als junger Bergingenieur 1902 in die Dienste der Firma Gebhardt & Koenig (jetzt Gebhardt & Koenig — Deutsche Schachtbau G.m.b.H., Essen) ein und befaßte sich

zunächst mehr als zwei Jahrzehnte an führender Stelle mit dem Abteufen von Schächten nach dem sogenannten Gefrierverfahren. Hierbei hat er sich besonders um die Entwicklung des Tiefkälteverfahrens Verdienste erworben.

Auf der Suche nach einer bleibenden künstlichen Verfestigung und Abdichtung von Triebssand gelang ihm 1925 die Erfindung des inzwischen zu einem internationalen Begriff gewordenen, nach ihm benannten Joosten-Verfahrens, bei dem durch Einpressen echter Lösungen im Gegensatz zu Suspensionen auch noch feine Sande beeinflusst werden

können. Seit drei Jahrzehnten hat sich dieses Verfahren bei der Abdichtung von Schächten, der Untergrunddichtung von Sperrbauwerken sowie der Sicherung von Bauwerken usw. bewährt. Da über das Verfahren bereits über 100 Veröffentlichungen im In- und Ausland vorliegen (s. Bauingenieur 1930 Heft 11/12, 1932 Heft 1/2, 1934 Heft 33/34), erübrigt es sich, auf Einzelheiten einzugehen.

Seit Kriegsende lebt Dr. Joosten im Ruhestand in Haarlem (Holland). Mit seltener geistiger und körperlicher Frische ist er auch heute noch an der Weiterentwicklung seines Verfahrens sowie der gesamten Einpreßtechnik interessiert. Der Arbeitskreis „Untergrundabdichtung der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau“ schätzt ihn als einen Mitarbeiter, dem manche wertvolle Anregung zu verdanken ist.

H. W. Koenig, Essen.

XI. Internationaler Straßenkongreß in Rio de Janeiro September 1959

Tagungsthemen:

1. Sektion: Charakteristische Eigenschaften, Entwurf, Bau und Unterhaltung von Straßen und Flugzeugstartbahnen.
 1. Thema: Untergrund, Unterbau und allgemeine Fragen.
 2. Thema: Fahrbahndecken.
 3. Thema: Stadtstraßen.
 4. Thema: Straßen mit geringen Herstellungskosten.
2. Sektion: Die Straße in Abhängigkeit von den Verkehrsbedürfnissen, Verwaltung und Finanzierung.
 5. Thema: Die Straße in Abhängigkeit von den Verkehrsbedürfnissen.
 6. Thema: Finanzierung und Wirtschaftlichkeit von Straßenbauten.

Anfragen an Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e. V., Köln, Deutscher Ring 17.

Fachnormenausschuß Bauwesen im DNA

Vom Fachnormenausschuß Bauwesen ist ein Organisationsplan in Tafelform aufgestellt worden, aus dem die 18 Arbeitsgruppen mit den Namen der Vorsitzenden zu ersehen sind. Dieser Organisationsplan ist beim Beuth-Vertrieb G.m.b.H., Berlin W 15, Köln und Frankfurt a. M., erhältlich.

Dritter Internationaler Spannbeton-Kongreß 1958

Der Kongreß findet in der Zeit vom 5. bis 10. Mai in Berlin (Benjamin-Franklin-Kongreßhalle) statt. Der Eröffnungssitzung am 6. 5. schließen sich die Arbeitssitzungen an: I. Entwicklung der Entwurfsverfahren. II. Fortschritte der Vorspanntechnik auf der Baustelle mit besonderer Berücksichtigung des Auspressens, der Verankerungen, der Reibungsverminderung und der Sicherheitsmaßnahmen. III. Fortschritte bei der fabrikmäßigen Herstellung von Spannbeton-Fertigteilen sowie bei ihrer Verwendung und ihrem Zusammenbau auf der Baustelle (Berichte über Herstellung und Verwendung derartiger Fertigteile sind besonders willkommen). IV. Kurzvorträge über Bauwerke, die seit dem Kongreß 1955 ganz oder teilweise in Spannbeton erstellt wurden und bei deren Entwurf oder Ausführung wichtige Entwicklungen zu verzeichnen sind.

Die Vorbereitung des Kongresses liegt in Händen des Deutschen Organisations-Ausschusses, Wiesbaden, Postfach 543.



SCHWANK



**INFRAROT
GASSTRAHLUNGS-
HEIZUNG**



**NIEDRIGE BETRIEBSKOSTEN
KURZE ANHEIZZEITEN
KEINE BAULICHEN VERÄNDERUNGEN
KEIN PLATZBEDARF AM BODEN
GERINGE ANLAGEKOSTEN**

SCHWANK GASGERÄTE GMBH
KÖLN-NIEHL, TEL. 73348
GoGaS FABRIK FÜR GASGERÄTE
DORTMUND, TELEFON 41458
LIZENZNEHMER FÜR RUHRGEBIET-WESTFALEN



TREFFPUNKT MESSE HANNOVER

Unser Programm für die Bauwirtschaft:

Bagger aller Art
Krane
Autoschütter
Erdbobel
Planierdraupen
Schaufellader
Rüttelverdichter
Dieselkompressoren
Diesellokomotiven
Feldbahnmaterial u. a. m.

Dieselmotoren, luft- und wassergekühlt

Rolltreppen
Befahreinrichtungen für Fassaden

Bitte besuchen Sie unsere Stände
Freigelände Stahlstraße
Halle 3 (Dieselmotoren)

A 72

DRENSTEIN-KOPPEL UND LÜBECKER MASCHINENBAU AG

Werke: Berlin, Bochum, Dortmund, Hattingen, Lübeck
Niederlassungen: Berlin, Dortmund, Frankfurt/M., Hamburg-
Hannover, Köln, Mannheim, München, Nürnberg, Stuttgart

NOVOC



Betonverflüssiger zur Verbesserung des Betongefüges

NOVOC VZ

Abbindeverzögerer für arbeitsfugenfreie Betonherstellung

WIRTSCHAFTLICHER
BAUSTELLENBETRIEB
EINWANDFREIER BETON

NOVOC-, CERESIT- u. CEROC-Zusatzmittel sind chloridfrei

Verlangen Sie Druckschriften und technische Beratung

vom **CERESIT**-Hersteller

WUNNER

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH · UNNA/WESTF.

Auf der DIM-Hannover, Halle 6, Stand 523/0

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

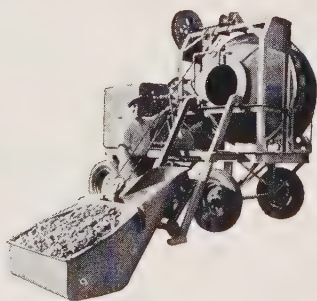
in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3“ und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE OHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277

*Wollen Sie mehr leisten?
dann:*

GROSS

Freifallmischer



A. GROSS GmbH · Baumaschinenfabrik · Schwäbisch Gmünd

Hannover Stand 213a im Freigelände Berliner Allee

Umschau

Veranstaltungen des Hauses der Technik, Essen

Donnerstag, 17. April, 14.30 Uhr: Tagung „Brücken und Schalen aus Stahlbeton“. Leitung: Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel, Darmstadt.

Freitag, 18. April, 17.00 Uhr: Vortrag „Die neuen Straßenbauten in Brüssel“. Prof. Dr.-Ing. habil. J. Schlums, Hannover.

Dienstag, 22. April, 17.00 Uhr: Kursus (4 Doppelstunden) „Die Errechnung von Betonmischungen“. Baurat Dipl.-Ing. W. Kosack, Essen.

Donnerstag, 24. April, 17.00 Uhr: Vortrag „Verkehrsplanung in den Niederlanden“. Ir. E. J. S. G. Boissevain, 's Gravenhage.

Donnerstag, 8. Mai, 17.00 Uhr: Vortrag „Der Straßenbau in Österreich“. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. R. Hanker, Wien.

Donnerstag, 8. Mai, 17.00 Uhr: Kursus (8 Doppelstunden) „Werkstoffkunde Stahl und Eisen für Ingenieure und Techniker, Teil III“. Obering. Dr. phil. K. Schönert, Duisburg.

Montag, 12. Mai, 17.00 Uhr: Vortrag „Abtragung des Königsdorfer Tunnels“. Bundesbahnoberbaurat F. Wöckel, Köln.

Dienstag, 13. Mai, 17.00 Uhr: Vortrag „Rationalisierung der Baustelle durch Transportbeton“. Reg.-Baumeister a. D. Dipl.-Ing. W. Künzel, Ratingen.

Freitag, 23. Mai, 17.00 Uhr: Vortrag „Neuzeitliche Gleit- und Kletterschalungen“. Prof. Dr.-Ing. G. Franz, Technische Hochschule Karlsruhe.

Freitag, 30. Mai, 17.00 Uhr: Vortrag „Städtebau — Wohnungsbau in Stockholm“. Architekt Dipl.-Ing. W. Ostermann, Essen.

25. ordentliche Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Stuttgart

vom 15. bis 17. Mai 1958.

Vorläufiges Tagungsprogramm

Donnerstag, 15. 5. 1958 (Himmelfahrt): Begrüßungsabend in der Liederhalle-Gaststätte.

Freitag, 16. 5. 1958: Vormittags: Mitgliederversammlung, Festveranstaltung im Großen Saal des Gustav-Siegle-Hauses. — Vorträge: „Die wirtschaftlichen Grundlagen des Hafens Stuttgart“; „Der Ausbau des Oberrheins zwischen Basel und Straßburg“; „Binnenschifffahrt und Binnenhäfen im Imperium Romanum“. — Nachmittags: Vorträge: „Planung und Bau des Hafens Stuttgart“; „Der neue Binnenhafen von Paris und die Binnenschifffahrt auf der Seine“; „Sicherungsanlagen zur Verhinderung des Zusammenstoßes von Kran und Eisenbahn“; Arbeitsberichte der Fachausschüsse. — Abends: Gesellschaftsabend im Beethovensaal der Liederhalle.

Sonnabend, 17. 5. 1958: Vormittags: Besichtigung des Stuttgarter Hafens, Neckarfahrt nach Marbach. — Nachmittags: Rückfahrt mit Omnibussen nach Stuttgart. Ende gegen 18.00 Uhr.

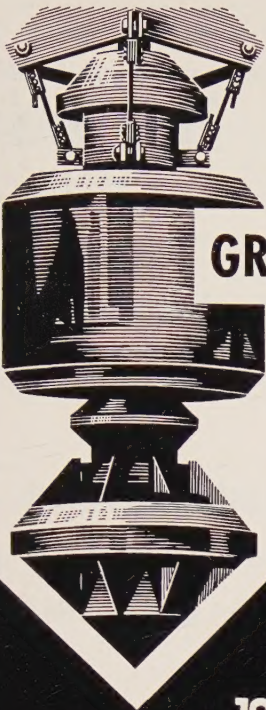
Konsul Wilhelm Grupe 65 Jahre alt

Konsul Wilhelm Grupe, Vorstandsmitglied der Continental-Gummi-Werke A.G., Hannover, vollendete am 14. April sein 65. Lebensjahr. Nach 20jähriger Bankpraxis trat er in die Dienste der Continental, erhielt 1938 Prokura und wurde 1945 in den Vorstand der Gesellschaft berufen. Im Jahre 1953 wurde er in Anbetracht der wirtschaftlichen Bedeutung seiner Stellung im größten deutschen Gummiwerk zum mexikanischen Konsul in Hannover ernannt.

Zu seinem Ressort gehören: Finanzen, allgemeine Verwaltung, Einkauf und der Export, der sich nach der Währungsreform in einem beachtlichen Umfang entwickelt hat und heute wieder in über 100 Länder der Erde geht.

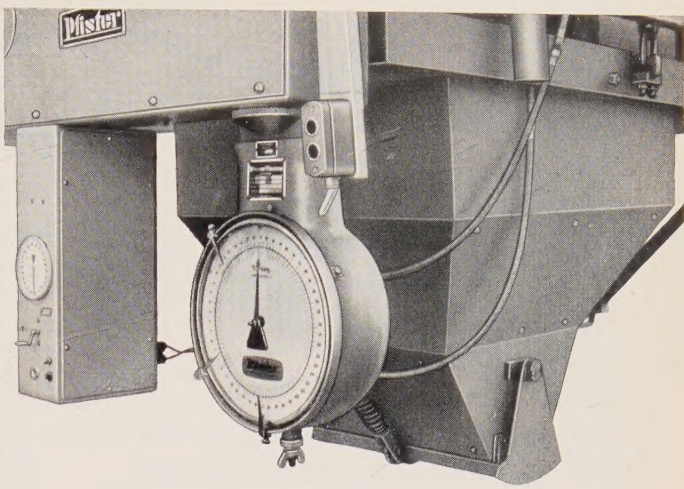
Emschergenossenschaft und Lippeverband

geben bekannt, daß der bisherige Geschäftsführer, Baudirektor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Ramshorn, mit dem 1. April 1958 in den Ruhestand tritt. Zu seinem Nachfolger wurde Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Knop gewählt, der mit dem 1. April 1958 die Geschäftsführung der Emschergenossenschaft und des Lippeverbandes übernimmt.



GRÜNDUNGEN

JOHANN KELLER
G.M.B.H.
FRANKFURT AM MAIN



Wiegen – Dosieren – Gattieren! Drei Begriffe, die unmittelbar mit rationeller und sparsamer Betonaufbereitung zusammenhängen und die mit Pfister-Wiegeeinrichtungen einwandfrei gelöst werden. – Fragen Sie bitte bei uns an, wir beraten Sie gern.

Pfister-Waagen Augsburg

AUGSBURGER WAAGENFABRIK LUDWIG PFISTER KG

Wir stellen aus:

Deutsche Industrie-Messe Hannover, Freigelände,
Bonner Str. Nr. 515

Neue Prospekte und Druckschriften

Unter dieser Überschrift bringen wir Hinweise auf Prospekte und Druckschriften über neue Baustoffe, Bauweisen, Maschinen und Einrichtungen. Diese Hinweise sind für unsere Inserenten kostenlos.

Interessierte Leser wollen die betreffenden Druckschriften – unter Hinweis auf „Der Bauingenieur“ – direkt bei den genannten Firmen anfordern.

- HERAKLITH Rundschau**, Heft 25, September 1957 — 28 Seiten — DIN A 4
Heraklith Aktiengesellschaft, Simbach/Inn (Bayern)
- ATLAS Kundenzeitschrift**, Heft 3/1957 — 16 Seiten — DIN A 4
Deutsche Atlas Copco GmbH., Essen, Kupferdreher Str. 34—38
- HIMANIT Rohre** für Wasser und Abwasser — Prospekt — 4 Seiten
Deutsche Himanit GmbH., Duisburg-Huckingen
- Schrägotorpumpen** — Prospekt THN. 3800 — 4 Seiten — DIN A 4
- Schmutzwasser- und Fäkalienhebeanlage** mit vertikaler Gulliverpumpe Type NV — Prospekt THN 3200 (früher P-AW-7600) — 4 Seiten — DIN A 4
Theodor Hoelscher, Maschinenfabrik, Berlin N 20, Uferstraße.
- Verwendung der Mannesmann-Rohrgerüste** — Druckschrift 2844 — 27 Seiten
- Mannesmann Rohrgerüst Baukasten** zum Zusammenbau von Gerüsten aller Art aus Stahl oder Leichtmetall für Bau, Montage, Reparatur und Reklame — Prospekt 2697 — 4 Seiten — DIN A 4
Mannesmann-Leichtbau GmbH., Hauptverwaltung: München, Bayerstraße 45
- MSK Mannesmann-Schnellkupplungsrohre** — Prospekt 3206/152 D — 4 Seiten — DIN A 4
Mannesmannregner GmbH., Düsseldorf-Gerresheim, Im Brühl 5
- Hydrometrische Geräte** — Druckschrift H d 171 — 12 Seiten — DIN A 4
- Mathematische Instrumente** — Druckschrift M Ld 171 — 12 Seiten — DIN A 4
A. Ott, Fabrik für Feinmechanische Instrumente und Präzisionsmaschinen, Kempten (Bayern)
- Neuzeitliche elektrische Kircheneinrichtungen** — Druckschrift 6573. TS 35 — 30 Seiten — DIN A 4
Siemens-Schuckertwerke, Aktiengesellschaft, Erlangen
- Stahlausbau für Strecken und Schächte** — Prospekt 2609 — 6 Seiten
Stahlausbau, GmbH., Gelsenkirchen, Magdeburger Straße 16 a

TORKRET

MASCHINEN UND GERÄTE
FÜR DIE BAUINDUSTRIE

Betonpumpen

Betonspritzmaschinen

Druckluft-Betonförderer

Beton- und Zement-Injektoren

Betonpumpenrohre und Zubehör

ESSEN · Zweigertstraße 36-38 · Industriehaus
Fernruf 79 16 57 / 59

Drahtwort: TORKRETBAU · FS: über 0 857 700 bamag essen

Technische Büros in:

- Berlin-Charlottenburg 2**, Kantstr. 162, Ruf 91 16 25, Fernschreiber über 018 3805 bamag Berlin.
- München 22**, Thierschstr. 34 I, Ruf 29 57 30.
- Stuttgart-Feuerbach**, Stuttgarter Str. 27/29, Ruf 8 51 91.
- Frankfurt/Main**, Am Roßmarkt 23, Ruf 2 69 41/42, Fernschreiber über 041 2675 bamag Frankfurt.
- Hamburg**, Gertrudenkirchhof 10, Ruf 33 79 56/58, Fernschreiber über 021 1871 bamag Hamburg.

Deutsche Industrie-Messe Hannover 1958
Freigelände: Ecke Frankfurter Straße/ Remscheider Straße · Stand 111



KAISER

liefert
seit 50 Jahren

**Betonmischer, Krane, Aufzüge und Winden
und viele andere Baustellengeräte**

*Verlangen Sie bitte
Spezialofferten*

Maschinenfabrik Otto Kaiser K. G.
St. Ingbert/Saar und Oberlahnstein/Rhein

ALS DICHTUNGSMITTEL
PROLAPIN DRP
MÖRTELZUSATZ
FLÜSSIG U. PULVER
HANS HAUENSCHILD · CHEM. FABRIK KG · HAMBURG

STELLENANGEBOTE

Die Stadtverwaltung Saarbrücken sucht zum möglichst baldigen Eintritt mehrere

Tiebau-Ingenieure

mit abgeschlossener Prüfung.

Bezahlung erfolgt nach den tariflichen Regelungen (TO.A).
Bewerbungen werden an das **Personalamt der Stadt Saarbrücken** erbeten unter Beifügung von Lebenslauf, Lichtbild und beglaubigten Zeugnisabschriften.

Saarbrücken, don 25. März 1958

Der Oberbürgermeister der Stadt Saarbrücken
I. V. SCHNEIDER
1. Beigeordneter

Beim Staatstechnikum Karlsruhe ist in der Abteilung für Bauingenieurwesen eine

Dozentenstelle für Straßen- und Eisenbahnbau

neu zu besetzen.

Bedingungen: Mit gutem Ergebnis abgeschlossenes Hochschul-Studium als Diplom-Ingenieur, mindestens 5 Jahre Praxis nach dem Studium, nach Möglichkeit Lehrererfahrung.
Der Bewerber soll in der Lage sein, bei Bedarf auch Unterricht in Fächern des konstruktiven Ingenieurbaues und Baubetrieb zu erteilen.

Alter nicht über 40 Jahre.

Anstellung zunächst im Angestelltenverhältnis nach TO.A III, bei Eignung Übernahme als Beamter nach Bes.Gr. A 13.

Bewerbungen mit Zeugnissen, Lebenslauf und Lichtbild sind bis 15. Mai 1958 an die **Direktion des Staatstechnikums Karlsruhe, Moltkestraße 9**, einzureichen.

Führende Bauunternehmung

Sitz Nordrhein-Westfalen

mit Niederlassungen im Bundesgebiet

sucht

leitenden Mitarbeiter in der Direktion

Bewerber muß Diplom-Ingenieur sein; gefordert werden gute Kenntnisse und Erfahrungen auf allen Gebieten des Tief-, Hoch- und Industriebaues, Gewandtheit in der Führung schwieriger Verhandlungen.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, lückenlosem Tätigkeitsnachweis, Zeugnisabschriften, Lichtbild, Gehaltsanspruch unter „**Der Bauingenieur 606**“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Vertrauliche Behandlung der Bewerbung wird zugesichert.

STELLENGESUCHE

Junger **Techniker** (Schweizer)

sucht Stelle in einer **Straßenbau - Unternehmung**
(Beton- und Belagsbau).

Offerten sind zu richten an Chiffre **OFA 3391 CH**.
Orell Füssli-Annoncen, Zürich / Schweiz.

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHUCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND · Telefon Sa.-Nr. 30651



Trass im Beton

erhöht: Verarbeitbarkeit, Festigkeit, Dichtigkeit,
Widerstandsfähigkeit gegen aggressive
Gase und Wässer

vermindert: Wasserzusatz, Schwindung, Abbinde-
wärme, Bindemittelkosten.

Trasswerke MEURIN Betr.-GmbH.
ANDERNACH / RHEIN

Trass — Bimsbaustoffe — Schaumlava

PUMPKRET BSM BETON-FÖRDERANLAGEN

Betonpumpen System „Pumpkret“ DP
Druckluft-Betonförderer „Pneukret“

BSM-Universal-
Beton-Spritzmaschinen DP
für Torkretierungen und Sandstrahlarbeiten
3 Typen in einer Maschine

BSM-Spritzbetonmaschinen Type 603
Hochleistungsmaschinen für Korn bis 25 mm

BSM-Zementmörtel-Einpreßgeräte
bis 7 atü Betriebsdruck

Hochdruck-Zementinjektions-Pumpen
„Häny“
bis 100 atü Betriebsdruck

Putz-Spritz-Apparate „Guntex“ DP
für Innen-, Außen-, Edel- und Farbputz

BETON-SPRITZ-MASCHINEN

FRANKFURT/M. · GINNHEIM · FULLERSTRASSE 52-58 · RUF 52 31 47/49
FERNSCHREIBER 041/2669 BETONSPRITZ FFM
EXPORTBÜRO: HAMBURG 39 · RONDEEL 31 · RUF 27 21 73

ECOBRA REISSZEUGE
Meisterliche Präzision

**VOM SCHULKASTEN
BIS ZUM Telescop - REISSZEUG**

Verlangen Sie bei Ihrem Fachhändler
das Qualitätsfabrikat ECOBRA

Dia

KREISELPUMPEN

Robuste Helfer
am Bau

selbstansaugend

FÜR
ABWÄSSER
SCHLÄMME
DICKSTOFFE

HAMMELRATH & SCHWENZER
PUMPENFABRIK KG. Abt. A DUSSELDORF

Mehr Licht
durch Rasselsteiner Glasstahlbetondielen

Bimsbausteinwerk Rasselstein

der Stahl- und Walzwerke Rasselstein / Andernach AG · Neuwied



Wir laden Sie ein,
uns in unserem
neuen Pavillon auf der
HANNOVER-MESSE
zu besuchen.



STAHLSTRASSE ST. 400



PHOENIX-RHEINROHR AG
VEREINIGTE HÜTTEN- UND RÖHRENWERKE DÜSSELDORF